

139



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELADO EN CENTRÍFUGA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN
INDUCIDO POR SISMO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

DIEGO SOLARES MILLÁN

298539

DIRECTOR DE TESIS: Dr. Víctor M. Taboada Urtuzuástegui

MÉXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA, 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/041/01

Señor
DIEGO SOLARES MILLAN
Presente

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

"MODELADO EN CENTRÍFUGA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN INDUCIDO POR SISMO"

- I. INTRODUCCION
- II. FUNDAMENTOS DE LICUACIÓN
- III. EFECTOS CAUSADOS POR LICUACIÓN
- IV. MODELADO EN CENTRÍFUGA
- V. MODELADO DE LOS DAÑOS PRODUCIDOS EN EL PUERTO DE MANZANILLO POR EL MACROSISMO DEL 95
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 27 de febrero de 2001.
EL DIRECTOR


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

A mis papás Ignacio y Josefina.
A mis hermanas Maty y Ma. José.
A Myrna, Rodrigo y Bela.
A mis amigos.

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. FUNDAMENTOS DE LICUACIÓN	3
1.1 INTRODUCCIÓN, 3	
1.2 LICUACIÓN, 4	
1.2.1 Licuación de flujo, 8	
1.2.2 Movilidad cíclica, 9	
1.3 SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LICUACIÓN, 10	
1.3.1 Criterio Geológico, 10	
1.3.2 Criterio Histórico, 11	
1.3.3 Criterio composicional, 12	
1.3.4 Criterio de estado, 13	
1.4 INICIO DE LICUACIÓN, 13	
CAPÍTULO 2. EFECTOS CAUSADOS POR LICUACIÓN	15
2.1 INTRODUCCIÓN, 15	
2.2 EVALUACIÓN DEL RIESGO DE LICUACIÓN, 16	
2.3 EFECTOS DE LICUACIÓN, 17	
2.3.1 Desplazamientos laterales, 17	
2.3.2 Fallas de flujo, 18	
2.3.3 Asentamientos, 19	
2.3.4 Oscilaciones del terreno, 19	
2.3.5 Volcanes de arena, 20	
2.3.6 Pérdida de la capacidad de carga, 21	
2.4 MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES, 21	
2.5 CASOS DE LICUACIÓN, 22	
2.5.1 Niigata, Japón; 1964, 22	
2.5.2 Alaska, E.U.A.; 1964, 24	
2.5.3 Kobe, Japón; 1995, 25	
2.5.4 Manzanillo, México; 1995, 28	

CAPÍTULO 3. MODELADO EN CENTRÍFUGA	31
3.1 INTRODUCCIÓN,	31
3.2 ANTECEDENTES,	32
3.2.1 Características de la centrífuga,	33
3.2.2 Funcionamiento,	36
3.2.3 Instrumentación,	37
3.3 MODELADO EN CENTRÍFUGA,	38
3.3.1 Similitud de esfuerzos,	39
3.3.2 Similitud de permeabilidades,	41
3.3.3 Relaciones de escala,	46
3.4 DIFERENTES USOS DE LA CENTRÍFUGA EN LA INGENIERÍA CIVIL,	47
CAPÍTULO 4. MODELADO DE LOS DAÑOS PRODUCIDOS EN EL PUERTO DE MANZANILLO POR EL MACROSISMO DEL 95.	50
4.1 INTRODUCCIÓN,	50
4.2 PUERTO DE MANZANILLO,	50
4.2.1 Antecedentes,	50
4.2.2 Instalaciones portuarias,	51
4.2.3 Terminal especializada de contenedores,	53
4.2.3.1 Información geológica,	54
4.2.3.2 Daños observados por el macrosismo del 95,	55
4.4 MODELADO DE LAS PRUEBAS,	59
4.4.1 Antecedentes,	59
4.4.2 Preparación de la muestra,	59
4.4.3 Descripción de las pruebas,	62
4.4.3.1 Instrumentación,	66
4.4.4 Resultados,	67
4.4.4.1 Registro de aceleraciones,	67
4.4.4.2 Registro de exceso de presión de poro,	69
4.4.4.3 Registro de deformaciones,	70
4.4.4.4 Resultado de la berma,	72
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	74
BIBLIOGRAFÍA	77

MODELADO EN CENTRÍFUGA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN INDUCIDO POR SISMO

OBJETIVOS

- Presentar los principios básicos sobre el fenómeno de licuación.
- Mostrar los efectos causados por la licuación de arenas.
- Describir brevemente los principios del modelado en centrífuga y algunas aplicaciones en la solución de problemas de ingeniería civil.
- Modelado en centrífuga de los desplazamientos laterales inducidos por licuación en el puerto de Manzanillo durante el sismo del 9 de octubre de 1995.

INTRODUCCIÓN

La licuación es un fenómeno que se presenta principalmente en suelos arenosos y produce un efecto de inestabilidad en las estructuras debido a una súbita pérdida de la resistencia del suelo. El fundamento principal por el cual la Geotecnia le ha dado un estudio exhaustivo, se basa principalmente en el alto riesgo que éste representa.

Esta pérdida en la resistencia es producto de una transformación que lleva al suelo de un estado sólido a uno líquido, lo cual trae riesgos muy severos en las estructuras que momentáneamente se encuentran alojadas sobre un fluido.

Veremos en el primer capítulo de manera breve y principalmente cualitativa la teoría que sustenta dicho fenómeno. En el segundo capítulo nos enfocaremos más en los efectos que éste produce.

Por otro lado, una forma de estudiar la licuación de arenas es posible mediante el uso de una herramienta llamada centrífuga actualmente muy utilizada en Geotecnia. Permite el modelado de grandes masas de suelo a partir de la generación de una gran fuerza centrífuga. Esta última produce, dentro de una pequeña caja, el equivalente de lo que sería la fuerza de gravedad terrestre; es decir, un modelo de pequeñas dimensiones sometido a una gran fuerza gravitatoria, producto de la fuerza centrífuga, cumple las condiciones necesarias para ser similar a un suelo real.

En el tercer capítulo se verá como está conformada dicha herramienta así como una descripción del funcionamiento en base a las condiciones de similitud, además de algunas aplicaciones que se le pueden dar en otras ramas de la Ingeniería.

El último capítulo liga a los tres primeros a partir de un ejemplo de modelado en centrífuga de los efectos de licuación en el macrosismo de Manzanillo en 1995. Este sismo trajo daños a diversas partes de la ciudad, sin embargo nos enfocaremos en los daños producidos específicamente en el área de la terminal de contenedores del puerto de Manzanillo, donde los efectos debidos a la licuación fueron mayores.

Con esto, a partir de cuatro pruebas de modelado que se realizaron en la centrífuga del Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI), EUA, a petición del Instituto de Ingeniería de la UNAM, quedarán más explícitos algunos conceptos de licuación además se dar una visión de los alcances que ésta puede tener.

1. FUNDAMENTOS DE LICUACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La licuación es un fenómeno que ha dado mucho que estudiar a la ingeniería sísmica en las últimas décadas. En 1964 se presentaron, en un periodo de tres meses, dos sismos que produjeron daños espectaculares inducidos por el fenómeno de licuación. El primero fue en Alaska ($M_w=9.2$), seguido por el de Niigata ($M_w=7.5$). A partir de entonces la licuación se ha vuelto uno de los temas más importantes, complejos y controversiales dentro de la Geotecnia.

Su principio se basa en una drástica pérdida de la resistencia del suelo que lo lleva de un comportamiento sólido a líquido. Esto hace que el suelo sea incapaz de soportar estructuras que anteriormente permanecían estables.

Se presenta en suelos sueltos en estado saturado, principalmente arenas, por lo que es común observarlo en ríos, litorales y otros cuerpos de agua.

Tiene una gran importancia en nuestro país debido a que éste cuenta con un gran desarrollo industrial en las costas además de la gran actividad sísmica que existe. A pesar de esto, la atención que ha recibido es insuficiente, debido a que las arcillas de la ciudad de México, uno de los suelos que representan más dificultades en el mundo, han acaparado la mayoría de la investigación en mecánica de suelos de nuestro país (Terés, 1999).

En este capítulo abordaremos los fundamentos generales de este fenómeno y las condiciones necesarias que lo hacen posible. Veremos los diferentes criterios que existen para determinar la susceptibilidad de un suelo a presentarlo.

1.2 LICUACIÓN

Para hablar de que un suelo está en estado de licuación, se deben presentar varias condiciones simultáneamente. En términos generales se debe cumplir que el suelo esté saturado en condiciones no drenadas y que el material del cual está compuesto se encuentre suelto. Dichas condiciones hacen de las arenas, el suelo perfecto para que se dé este fenómeno. Aunque con menos frecuencia, y debido a sus características, las gravas también pueden sufrirlo.

Por otro lado, los suelos arcillosos no son susceptibles a la licuación por ser cohesivos y no cumplir con otras condiciones de las que más adelante hablaremos.

Para explicar este fenómeno iremos viendo diferentes condiciones en las que podemos encontrar una arena:

Condición 1: Arena seca

La arena se encuentra seca cuando toda la presión que recibe, ya sea sólo por peso propio o además por otras fuerzas externas, la toma el contacto que hay entre las partículas; es decir, la resistencia del suelo está dada por la fricción que hay entre éstas (Figura 1.1).

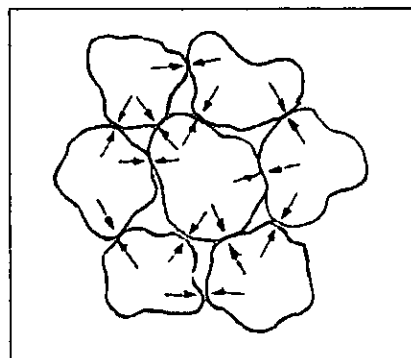


FIG 1.1 Partículas de arena en estado seco

Recordando que el esfuerzo total vertical de un suelo está dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{TOTAL} = \sigma_{EFECTIVO} + u \quad (1.1)$$

Donde u es la presión de poro; es decir, la presión ejercida por la columna de agua, que tomando el caso de una arena seca valdría cero. Entonces, el esfuerzo total está dado por el esfuerzo efectivo del suelo.

$$\sigma_{TOTAL} = \sigma_{EFECTIVO} \quad (1.2)$$

Por otro lado, si sabemos que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo está dada por:

$$\tau = c + \sigma_{EFECTIVO} \tan \phi \quad (1.3)$$

Entonces, para el caso de cualquier arena la resistencia estará en función únicamente del esfuerzo efectivo y el ángulo de fricción interna ϕ (constante para un mismo suelo), ya que no existe cohesión entre las partículas.

$$\tau = \sigma_{EFECTIVO} \tan \phi \quad (1.4)$$

Para nuestro caso de arena seca, la resistencia estará dada por el esfuerzo total ya que éste último es igual al efectivo.

Condición 2: Arena saturada

Si ahora pensamos en el mismo suelo pero saturado, el agua ocuparía todos los espacios vacíos. Esto implica que el esfuerzo total del suelo aumentará con respecto al caso de la arena seca y va estará integrado por

el esfuerzo efectivo y por la presión de poro; esta última, debido a la altura de la columna de agua (Figura 1.2).

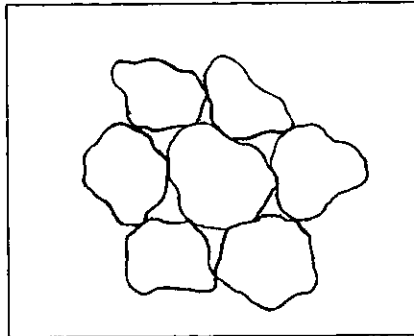


FIG 1.2 Partículas de arena saturada

Este aumento del esfuerzo total se debe únicamente a la presencia de la presión de poro y no al esfuerzo efectivo que de hecho disminuye.

Refiriéndonos a la ecuación 1.2, esta disminución del esfuerzo efectivo se ve reflejada en una disminución de la resistencia al cortante.

Cabe aclarar que, en este caso, a pesar de que disminuye la resistencia del suelo debido a la presencia del agua, sigue existiendo contacto entre las partículas y, por lo tanto, fuerzas que se oponen a los esfuerzos cortantes.

Condición 3: Arena saturada sin drenar bajo la acción de una carga.

Suponiendo que la arena saturada que teníamos en el caso anterior se somete a la acción de una carga dinámica como lo podría ser un sismo, ésta hará que las partículas de suelo se vean en la necesidad de reacomodarse y, por lo mismo, reduzcan los espacios que no ocupaban, es decir se consoliden o densifiquen.

En condiciones no drenadas, esta tendencia del suelo a consolidarse provoca que el agua que se encuentra entre las partículas no tenga manera de salir. Por lo tanto, se manifiesta un aumento en la presión de poro que

tiende a separar las partículas de suelo. Cuando este exceso en la presión del agua es igual al contacto que había originalmente entre las partículas, éstas terminan separándose (Figura 1.3), provocando que, por un momento, el suelo se comporte como un fluido viscoso. Cuando esto ocurre, decimos que el suelo está en estado de licuación.

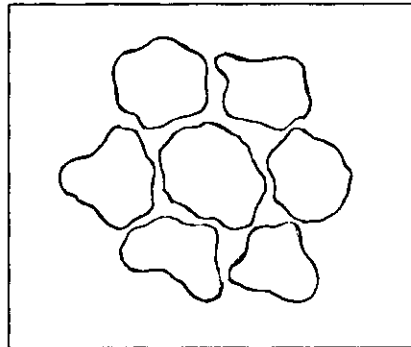


FIG 1.3 Partículas de arena en estado de licuación

Analíticamente lo podemos ver en la ecuación 1.1 donde tenemos que el esfuerzo total se debe mantener constante respecto a la condición 2, ya que hablamos del mismo suelo saturado. En el momento que se presenta un aumento en la presión de poro, ésta se ve reflejada forzosamente en una disminución del esfuerzo efectivo, o lo mismo, se pierde contacto entre partículas. Podemos decir que la que rige el comportamiento del suelo durante la licuación es el agua, y como sabemos que ésta no soporta o no resiste la presencia de esfuerzos cortantes, tampoco lo hará el suelo. En realidad los esfuerzos efectivos no llegan a valer cero y como se dijo antes, el suelo se comporta similar a un fluido viscoso.

Si ahora revisamos la ecuación 2.2 podemos comprobar que el suelo efectivamente reduce su resistencia al cortante debido a la disminución del esfuerzo efectivo.

$$\downarrow \tau = \downarrow \sigma_{\text{EFECTIVO}} \tan \phi \quad (1.5)$$

Una vez iniciado la licuación pueden ocurrir dos fenómenos distintos, licuación de flujo y movilidad cíclica, ambos asociados a los comportamientos antes mencionados.

1.2.1 Licuación de flujo

En la licuación de flujo tenemos que una vez iniciada ésta, el suelo fluye y se desplaza repentinamente a gran velocidad debido a que el esfuerzo cortante estático es mayor que la resistencia al cortante del suelo licuado (Kramer, 1996). Esto produce grandes desplazamientos del suelo del orden de hasta decenas de metros. Este fenómeno es el de mayor riesgo dentro de la licuación y produce los efectos más dramáticos debido a su naturaleza inesperada y a las grandes distancias que pueden recorrer los materiales licuables. En la Figura 1.4 se puede ver un caso en donde la licuación de flujo provocó que los edificios se voltearan sin afectar aparentemente a la estructura a pesar de la extrema inclinación.



FIG 1.4 Efectos causados por la licuación en el sismo de Niigata en 1964 (Kramer, 1966)

1.2.2 Movilidad Cíclica

Este fenómeno ocurre cuando los esfuerzos cortantes estáticos son menores que la resistencia al cortante del suelo en estado licuable (Kramer, 1966). Esto nos lleva a afirmar que en este caso, a diferencia de la licuación de flujo, la movilidad cíclica no supone un flujo repentino del material y por ende un súbito desplazamiento del mismo. A pesar de que los esfuerzos cortantes estáticos no superan la resistencia del suelo, el que exista una carga repetitiva puede llevar al suelo a un estado inestable donde se producen deformaciones graduales ya que sólo se producen desplazamientos limitados en cada ciclo, debido a que la suma del esfuerzo cortante cíclico y el esfuerzo cortante estático superan la resistencia del material licuado en una parte del ciclo antes de la descarga, produciendo dicha inestabilidad en el suelo.

Los desplazamientos laterales son efecto común de la movilidad cíclica que puede ocurrir en pendientes ligeras e incluso en pendientes horizontales que están cerca de ríos y lagos (Figura 1.5)

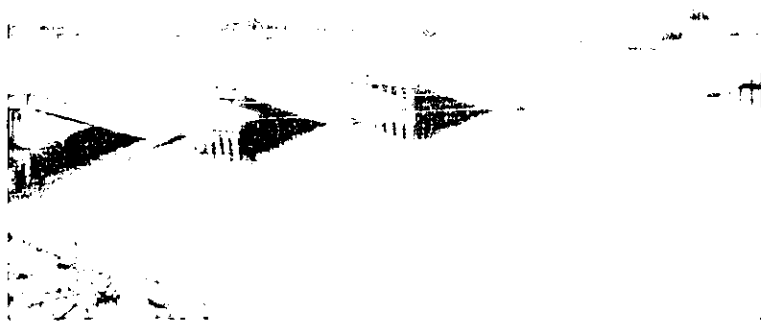


FIG 1.5 Desplazamientos laterales causados por el sismo de 1964 en Niigata, Japón.

La movilidad cíclica puede ocurrir en un rango más amplio de suelos y condiciones del sitio que la licuación de flujo, por lo que es más común. Se puede dar tanto en arenas sueltas como densas.

1.3 SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LICUACIÓN

La evaluación de la susceptibilidad de licuación es el primer paso que se debe tomar para determinar los riesgos de licuación de un suelo. Si tenemos un suelo no susceptible, entonces podemos decir que la evaluación de los riesgos de licuación terminó. Sin embargo, si el suelo es susceptible, debemos atender los posibles efectos de un inicio de licuación. Algunos criterios para juzgar la susceptibilidad de licuación son los siguientes:

1.3.1 Criterio Geológico

El origen de un suelo es un parámetro de mucha utilidad para conocer la susceptibilidad de éste a la licuación. Procesos geológicos que dan forma a suelos en estado suelto y con granulometría uniforme nos hablan de una alta susceptibilidad, ya que son potencialmente compresibles. Principalmente encontramos los suelos aluviales, formados mediante un proceso de sedimentación en ríos y lagos, los coluviales, formados por la erosión, y los eólicos, formados por la acción del viento. También están los suelos artificiales como los rellenos que no fueron suficientemente compactados.

Además de esto, los suelos aumentan su susceptibilidad a la licuación cuando el nivel freático se encuentra cerca de la superficie del suelo.

1.3.2 Criterio Histórico

El estudio de eventos anteriores donde ocurrieron casos de licuación son de suma utilidad para la prevención de futuros casos. Si un suelo con determinadas características se licuó, entonces es muy posible que uno con características semejantes también lo haga (Youd, 1984). Esto nos conduce a la necesidad de contar con mapas de riesgo en donde se muestren los sitios que reúnen dichas características, además de catálogos de sismos donde se han presentado fallas por licuación.

Este criterio es de suma utilidad para la evaluación del potencial de licuación y muchas veces hasta más confiable que pruebas de laboratorio (Seed, 1984).

Las investigaciones de campo han mostrado que los efectos de licuación están en función de la distancia a la fuente sísmica (Figura 1.6).

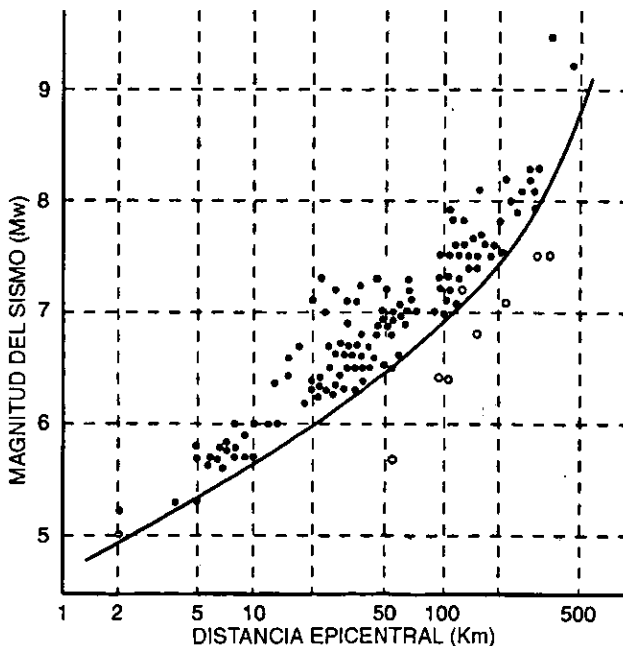


FIG 1.6 Relación entre la distancia epicentral limite de sitios donde fueron observados efectos de licuación y la magnitud de los sismos en escala Mw (Ambraseys, 1988).

La Figura 1.6 nos muestra una serie de datos que reunió Ambraseys (1988) para estimar una distancia límite del epicentro a partir de la cual la licuación no es observada en sismos de diferentes magnitudes.

La distancia a partir de la fuente para la cual se espera suceda la licuación del suelo se incrementa dramáticamente aumentando su magnitud.

La relación mostrada en la Figura 1.6 no ofrece garantía de que la licuación no ocurra a grandes distancias; sin embargo, nos puede servir para estimar los escenarios de riesgo de licuación en una región (Kramer, 1996).

1.3.3 Criterio Composicional

Las características de composición de un suelo asociadas a grandes cambios de volumen, como tamaño, forma y granulometría de las partículas representan a su vez una alta susceptibilidad a la licuación. Cuando hablamos de un suelo con una granulometría uniforme, es decir que sus partículas tienen el mismo tamaño, entonces es altamente susceptible a la licuación. Contrariamente, si el suelo tiene diferentes tamaños de partícula, entonces la susceptibilidad es baja debido a que las de menor tamaño ocupan los espacios entre las de mayor tamaño, evitando que haya una gran consolidación o cambios importantes en la reducción de la estructura del suelo, produciendo una tendencia del agua a crear altas presiones y así provocar la licuación.

La forma de la partícula también influye. Si por ejemplo, tenemos un suelo con partículas redondeadas, éste presentara mayor susceptibilidad a la licuación que uno con partículas angulosas ya que en éste último hay mayor fricción entre éstas.

Por otro lado, los suelos que contienen finos son más susceptibles a la licuación debido a que las partículas pequeñas evitan el contacto entre las

más grandes e impiden la disipación de presión de poro debido a su permeabilidad tan baja.

Podemos afirmar que entre más finos haya en un suelo arenoso mayor será su susceptibilidad a la licuación (Lade y Yamamuro, 1997), sin embargo, existe un límite en el cual más finos nos llevaría a un suelo arcilloso.

Anteriormente se pensaba que la licuación sólo se podía presentar en arenas. Las gravas, se creía, eran demasiado permeables para sostener una presión de poro suficiente para el desarrollo de la licuación y los finos incapaces de generar la alta presión de poro comúnmente asociada con la licuación. Sin embargo, se han observado efectos de licuación tanto en gravas cubiertas por estratos de arcillas o limos, los cuales no permiten la disipación de la presión del agua, o en limos no plásticos.

1.3.4 Criterio de Estado

Otro factor que influye en la licuación es el estado inicial del suelo que está constituido por la densidad y los esfuerzos efectivos presentes al momento de la perturbación. Aun cuando un suelo cumpla con todos los criterios mencionados anteriormente, éste puede no ser susceptible a licuación si el estado inicial no cumple con las características necesarias.

Debido a que la tendencia de un suelo a generar excesos de presión de poro está estrechamente ligada con la densidad y los esfuerzos efectivos, la susceptibilidad a la licuación depende fuertemente del estado inicial.

1.4 INICIO DE LICUACIÓN

El inicio de licuación funciona a partir de dos elementos fundamentales. Es necesario tener un suelo susceptible a licuación pero éste por si solo no es capaz de experimentar el fenómeno si no se presenta un detonador; por

ejemplo, un sismo que dé inicio al reacomodo de las partículas y así, a la licuación.

Análogamente, podríamos decir que el suelo susceptible a la licuación es como el combustible necesario para crear fuego, así como el sismo, el calor que se necesita para que el fenómeno ocurra.

Evaluar la naturaleza de dichos disturbios es una de las partes más complicadas en la evaluación de los riesgos de licuación. Para ello es importante especificar el tipo de fenómeno que se está considerando; es decir, si se trata de licuación de flujo o de movilidad cíclica.

Para poder entender el inicio de la licuación es necesario identificar el estado del suelo en el momento justo del detonamiento.

2. EFECTOS CAUSADOS POR LICUACIÓN

2.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se habló principalmente de los aspectos teóricos que presenta el fenómeno de licuación. En este capítulo hablaremos de los efectos que éste conlleva, además de la evaluación que invariablemente debe hacerse para cualquier suelo que pretende ser utilizado con fines constructivos. Es importante mencionar que dentro de los efectos producidos por licuación, estos afectan de manera diferente y por lo mismo tienen un potencial de riesgo distinto. Así mismo, existen una serie de factores a evaluar a la hora de elaborar el potencial de riesgo de licuación de un suelo determinado. Entre estos está la necesidad de tomar en cuenta qué tanto un suelo es susceptible a ser licuado y qué tanto peligro existe si ésta llegara a ocurrir.

También veremos algunos de los casos de licuación inducidos por sismo que han ocurrido alrededor del mundo. Se presentarán los casos de Alaska y Niigata, los cuales dieron inicio a una larga investigación en materia de licuación que hasta la fecha continúa, así como dos casos más recientes: Manzanillo y Kobe, a partir de los cuales se ha logrado un gran avance en materia de mejoramiento del suelo.

Finalmente se muestran de forma muy general algunos de los métodos más típicos para el mejoramiento de suelos potencialmente licuables. Dichas técnicas son generadas por la gran necesidad que existe en muchos países de darle al suelo el mayor uso constructivo posible y no limitarlo únicamente a suelos no susceptibles.

2.2 EVALUACIÓN DEL RIESGOS DE LICUACIÓN

Tanto la movilidad cíclica como la licuación de flujo pueden producir daños a un sitio determinado. Esto nos lleva a la necesidad de hacer una evaluación completa de los riesgos de licuación, ya que para fines de ingeniería lo importante no es su ocurrencia sino su potencialidad para causar daños. A partir de hacerse las siguientes tres preguntas, el ingeniero puede sistemáticamente evaluar el potencial de riesgo de licuación:

1. ¿Hay susceptibilidad del suelo a la licuación?
2. Si el suelo es susceptible, ¿podría ocurrir la licuación?
3. Si la licuación se desarrolla, ¿podrían ocurrir daños?

Si de antemano sabemos que la respuesta a la primera pregunta es no, entonces podemos decir que la evaluación terminó y que obviamente no existe riesgo de licuación. Si en cambio, la respuesta es sí, es necesario seguirse con las siguientes dos. Si la respuesta a todas es si y el nivel de daños pronosticado es inaceptable, se debe abandonar el lugar o reforzar la estructura.

Las tres preguntas anteriores corresponden a los tres aspectos más críticos de la evaluación de riesgo de licuación:

1. Susceptibilidad
2. Inicio
3. Efectos

Todos deben ser considerados en una evaluación de riesgo de licuación.

2.3 EFECTOS DE LICUACIÓN

La licuación puede afectar de diferentes maneras, dependiendo la forma que tomen sus efectos. Estos varían dependiendo de su naturaleza, es decir si fueron efectos de una licuación de flujo o de una movilidad cíclica. Como se mencionó anteriormente, la licuación en si no es peligrosa; lo es cuando viene acompañada de desplazamientos o fallas del suelo donde haya construcciones.

Los efectos que puede tomar el fenómeno de licuación serán vistos a continuación.

2.3.1 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales son comúnmente efecto de la movilidad cíclica y consisten en lo siguiente:

Supongamos el canal de un río en donde el nivel freático en las zonas adyacentes a éste se encuentra a poca distancia de la superficie del suelo, como se ve en la Figura 2.1.

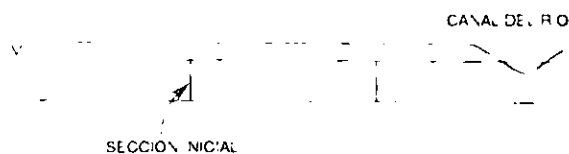


FIG 2.1 Sección inicial antes de ocurrir desplazamientos laterales hacia el río.

Iniciada la licuación, ésta se da sólo en el estrato saturado. El movimiento lateral del suelo licuado provoca que la capa superior se parta en bloques. Estos se mueven siguiendo la pendiente del suelo y gobernados por fuerzas gravitatorias y de inercia resultantes del sismo (Figura 2.2).

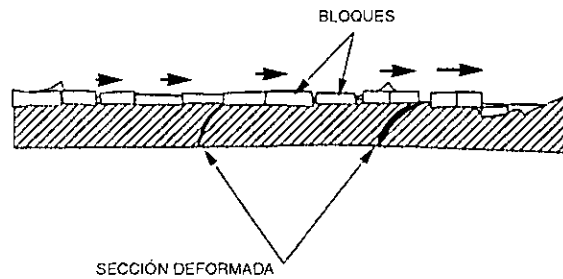


FIG 2.2 Sección deformada después de ocurrir desplazamientos laterales.

El movimiento de estos bloques es irregular tanto en sentido horizontal como vertical.

Los desplazamientos laterales suelen ocurrir en pendientes poco pronunciadas y llegan a ser de pocos centímetros hasta decenas de metros, dependiendo entre otras cosas, de la magnitud y duración del sismo, así como de la pendiente y profundidad del estrato licuado.

2.3.2 Fallas de flujo

Las fallas de flujo son producto de la licuación de flujo en donde, como se vio anteriormente, el esfuerzo cortante estático es mayor a la resistencia del suelo licuado, lo cual trae una pérdida casi total de la resistencia. Este tipo de fallas suele ser muy peligrosa debido a que los materiales que se licuan llegan a deslizarse a grandes distancias. En ocasiones los deslizamientos han sido de varios kilómetros siguiendo pendientes descendentes a grandes velocidades. El flujo de material puede, incluso, llevar material no licuado debido al arrastre que se produce.

Las fallas de flujo suelen ocurrir en pendientes pronunciadas como se ve en la Figura 2.3.

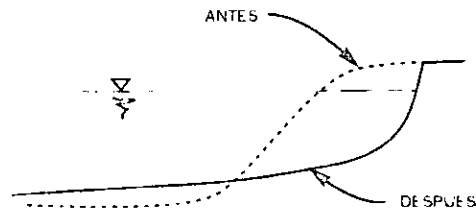


FIG 2.3 Sección antes y después de la falla de flujo.

2.3.3 Asentamientos

Los asentamientos en las arenas son provocados por la densificación que sufren éstas después de un sismo. En una arena seca los asentamientos se producen inmediatamente, por lo cual usualmente al término del sismo se completa dicho asentamiento. En las arenas saturadas, en cambio, el tiempo que requiere la arena para asentarse es mayor y sólo puede darse en sismos que inducen una disipación en la presión de poro. Cuando esta presión de poro se libera provoca dichos asentamientos, que en realidad no causan daños tan severos como la movilidad cíclica o la falla de flujo.

El tiempo requerido para el asentamiento depende tanto de la permeabilidad como de la compresibilidad del suelo, así como de la distancia que debe recorrer el agua para drenarse y puede abarcar un rango desde pocos minutos hasta aproximadamente un día.

2.3.4 Oscilaciones del terreno

Las oscilaciones del terreno son efectos muy parecidos a los desplazamientos laterales. Se producen en pendientes muy poco pronunciadas como para que se pudieran dar los desplazamientos laterales.

Al licuarse un estrato inferior de suelo provoca que la capa superficial se separe en bloques. Estos comienzan a oscilar, lo que provoca que las grietas entre los bloques se abran y cierren pudiendo formar volcanes de arena (Figura 2.4). Estos se verán detalladamente más adelante.

Los daños típicos de las oscilaciones se dan en instalaciones subterráneas.

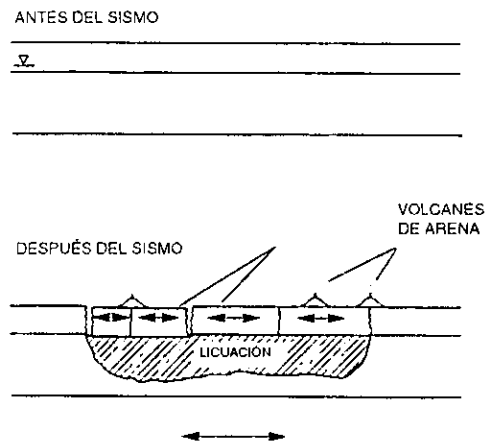


FIG 2.4 Sección antes y después de la oscilación del terreno.

2.3.5 Volcanes de arena

Los volcanes de arena se forman debido a la gran presión de poro que se genera en la licuación. Durante o después del sismo esta presión se libera provocando que el agua fluya rápidamente a la superficie. Esto ocasiona que se formen montículos de suelo, a los cuales llamamos volcanes de arena (Figura 2.5).

Por otro lado, su presencia también nos previene de posibles asentamientos del suelo.

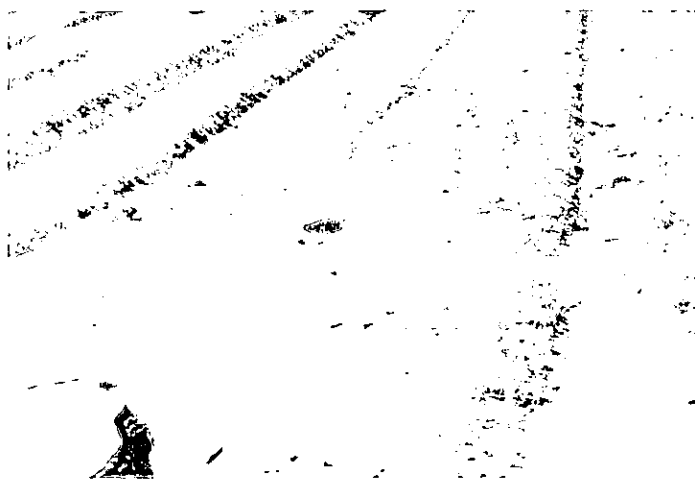


FIG 2.5 Volcán de arena, efecto de la licuación.

2.3.6 Pérdida de la capacidad de carga

Cuando un suelo está soportando una estructura existe un equilibrio que mantiene la estabilidad gracias a la capacidad de carga del suelo. Cuando el suelo sufre de licuación, hay una drástica disminución en la capacidad de carga debido a sus nuevas características de fluido. Dicha disminución puede llegar al punto en el cual el suelo ya no pueda soportar a la estructura y entonces ocurran asentamientos o inclinaciones de edificaciones como en la fotografía del sismo de Niigata mostrada en el capítulo anterior (Figura 1.4).

2.4 MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

El mejoramiento de los suelos ha tenido una importante actividad dentro de la mecánica de suelos debido a la constante necesidad de construir sobre suelos que no cumplen con los requerimientos para dicha actividad. En condiciones ideales, lo mejor sería elegir sitios donde el suelo, en su estado natural, ofreciera una gran resistencia y no estuviera expuesto a excitaciones sísmicas. Dicha situación es muchas veces imposible ya que,

por ejemplo, el sitio donde se desea construir es una ciudad la cual se asentó siglos atrás sin, obviamente, dichas consideraciones. Un ejemplo es la ciudad de México la cual sufre de grandes problemas sísmicos y de tipo de suelo.

En el caso de países pequeños como los europeos existe la necesidad de ocupar zonas que no cumplen con las condiciones geológicas necesarias.

Por todo esto surgió la necesidad de acondicionar al suelo. En el caso de suelos potencialmente licuables, el mejoramiento consiste en evitar dicho riesgo, así como la posibilidad de que sufran asentamientos importantes.

Existen varios métodos. La **densificación del suelo** es uno de ellos y se realiza principalmente mediante la compactación del suelo. El **refuerzo** es otro que consiste en la inclusión de elementos rigidizantes, como columnas de piedra o pilotes, que mejoran sus características mecánicas de manera que permiten transmitir cargas al suelo. Otro método es la **inyección y mezclado** en el cual se introducen en el suelo materiales cementantes que lo rigidizan mediante la adhesión que se logra entre las partículas, además de la densificación por el llenado de vacíos. Finalmente tenemos el **drenaje** que tiene como objetivo evitar el exceso de presión de poro durante un sismo. Para esto se colocan columnas de grava que sirven como rutas para que el agua se drene. La capacidad de dispersión de la presión del agua depende del diámetro de las columnas así como de la separación entre éstas.

2.5 CASOS DE LICUACIÓN

2.5.1 Niigata, Japón; 1964

El sismo de Niigata, Japón el 16 de junio de 1964 registro una magnitud de $M_w=7.5$ (Terés 1999), afectando de manera importante parte de la costa de Japón y principalmente a esta ciudad. El epicentro se ubicó a 22

kilómetros fuera de la costa y el foco a 40km de profundidad. Esta región se encuentra afectada por la intersección de las placas Eurasia, Pacífico y Filipinas como se muestra en la Figura 2.6.

En general se reportaron aceleraciones sobre la superficie de alrededor de 0.08g a 0.25g, los cuales no representan un movimiento tan fuerte, sin embargo los daños fueron importantes.

Para definir la magnitud de los desplazamientos laterales causados por el sismo, se utilizó la técnica de fotografías aéreas. Se estimó que estos anduvieron en el orden de ± 72 cm horizontalmente a lo largo del río Shinano. En la Figura 1.5 se muestra una imagen del puente Showa, justamente ubicado sobre este río, donde los desplazamientos laterales afectaron la cimentación provocando que las traveses del puente que estaban simplemente apoyadas se desplomaran sobre el río.

Junto con el sismo de Alaska en el mismo año, estos eventos provocaron la atención de los investigadores sobre los devastadores efectos de la licuación.

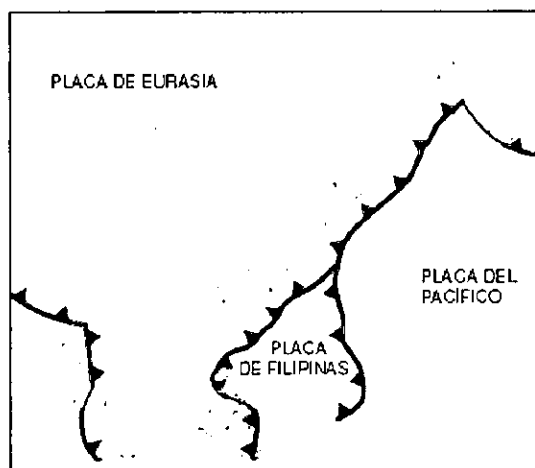


FIG 2.6 Sistema de fallas alrededor de Japón.

2.5.2 Alaska, E.U.A. ; 1964.

El 27 de marzo de 1964 el territorio de Alaska fue dañado de manera importante por un sismo de magnitud $M_w=9.2$ (Ross et al, 1969).

El epicentro fue localizado en la montaña de Chugach a lo largo de Prince William Sound. La ruptura de la falla durante el sismo generó una compleja serie de temblores en el Golfo de Alaska. La profundidad del epicentro no fue bien definida, pero fue estimada entre 20 y 50km (Hansen et al, 1966). La ruptura de la falla se propagó en dirección suroeste desde el epicentro a una velocidad de 3km/s en una distancia de 600km a 800km. Esta dirección fue evidente, ya que se presentó una pérdida de energía hacia el centro sur de Alaska.

Las altas y rocosas montañas de Alaska son fiel reflejo de la importante actividad tectónica a lo largo de los márgenes del sureste del estado. La subducción de la placa del Pacífico sobre la placa de Norteamérica crean las espectaculares montañas de Alaskan, Chugach, Wrangell y Aleutian y producen una banda reducida de islas volcánicas formando el sistema Aleutian (Figura 2.7). Los movimientos a lo largo de la falla generan un cinturón de subducción que da origen a aproximadamente el 6% de los sismos del mundo. Los más recientes episodios de la deformación de la corteza a lo largo de la frontera de las placas del Pacífico y Norteamérica en Alaska empezaron en el Plioceno y continúan en el presente.

Desde 1912, tres sismos de magnitud $M_w=7$ o mayores han ocurrido dentro de los 100km del epicentro del sismo de 1964.

Este último, es el segundo más grande jamás registrado y tuvo una duración de 3 minutos sintiéndose en un área de 1,295,000km². Además de los efectos causados por el sismo, la presencia de un Tsunami causó graves daños en las zonas costeras.

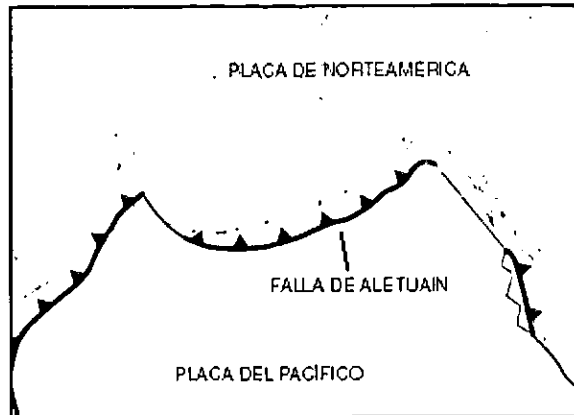


FIG 2.7 Sistema de fallas alrededor de Alaska.

Los daños más trascendentales se presentaron en el Sureste Central de Alaska. Principalmente se reflejaron en aspectos estructurales de los puentes que forman parte del sistema de comunicación.

En el valle de Snow River, se reportaron desplazamientos laterales en un relleno de aproximadamente 3m, experimentando el desplazamiento conjunto de las pilas de un puente ubicado en este sitio. El suelo implicado en el desplazamiento lateral fue arena fina con un 10% a 30% de limos (Bartlett y Youd, 1992; Baziar y Dobry, 1995).

Por otro lado, uno de los más espectaculares derrumbes en terrenos arcillosos ocurrió a lo largo de la línea costera de Turnagain. El deslizamiento se extendió a lo largo de unos 2550m y penetró hacia el interior unos 300m. Se presume que la licuación de lentes de arena contenidos en la arcilla jugó un papel importante en el desarrollo de este deslizamiento (Petrovski,1978).

2.5.3 Kobe, Japón; 1995

El sismo de Kobe oficialmente conocido como el sismo de Hyogo-ken Nambu, ocurrió el 17 de enero de 1995. Aun cuando el nombre oficial del

evento no lleva el nombre de la ciudad, los daños más severos se observaron tanto en Kobe como en Osaka. Ha sido una de las más grandes catástrofes en los últimos años en un país donde se ha luchado fuertemente por prevenir desastres de esta índole.

Kobe es uno de los puertos más importantes del mundo y de los que más desarrollo ha tenido en los últimos años. Está localizado en una región relativamente alejada de la zona sísmica más peligrosa de Japón, generada por la interacción de las placas tectónicas Eurasia, Pacífico y Filipinas (Figura 2.6). La magnitud del sismo registrada por la agencia meteorológica de Japón (JMA) fue de $M_w=6.8$ con epicentro ubicado al norte de la isla Awaji. Se estimó una pérdida económica de 200,000 millones de dólares.

Los registros de la respuesta del suelo reportados por el observatorio meteorológico de Kobe representan uno de los más altos jamás vistos. El tiempo de duración del sismo registrado por el observatorio fue de al menos 15 segundos; sin embargo, algunos sitios de suelo blando registraron fuertes movimientos hasta por 100 segundos.

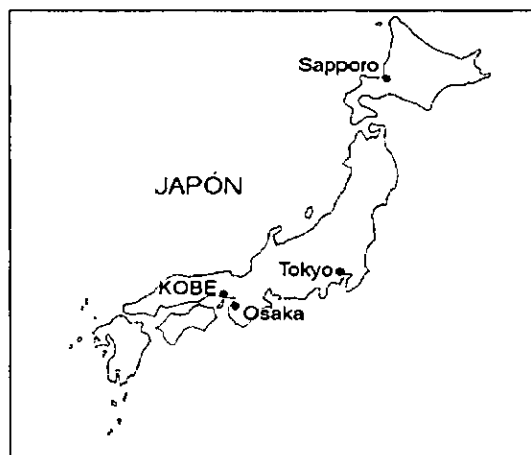


FIG 2.8 Kobe se encuentra ubicada al oeste de Tokio y al sur de la isla Honshu.

La licuación tuvo efectos particularmente destructivos en el puerto de Kobe. La rápida expansión de las instalaciones portuarias, principalmente después de 1963, condujo a la construcción de islas artificiales. Estas fueron construidas empleando granito descompuesto, un material local fácilmente disponible que formó un suelo granular relativamente grueso, susceptible a licuación. Esto ocasiono que en las instalaciones portuarias de las islas artificiales de Port y Rokko se presentaran grandes daños debido a la licuación del suelo, como se ve en la Figura 2.9, donde se observa el colapso de una grúa. Las características de los rellenos empleados en la construcción de las islas han sido ampliamente estudiadas después del evento.

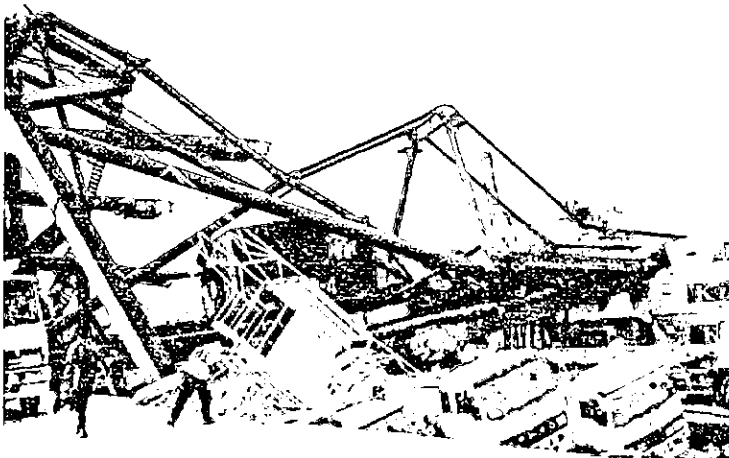


FIG 2.9 Colapso de una grua debido a la licuación.

Por otro lado, uno de los más dramáticos efectos del sismo fue observado en el colapso de un segmento elevado de la vía-express Hanshin que generó grandes sorpresas entre la comunidad ingenieril japonesa, aunque este segmento elevado fue construido entre 1968 y 1969 bajo condiciones constructivas menos estrictas.

Los métodos de mejoramiento de suelo adoptados en la construcción y el terreno circundante en las islas Port y Rokko han sido materias de amplias

investigaciones. Después del sismo se han comparado los diferentes métodos de mejoramiento aplicados en estas islas. Los grados de daños por licuación fueron significativamente diferentes entre los suelos mejorados y los no mejorados.

2.5.4 Manzanillo, México; 1995

El 9 de octubre de 1995 se registró un sismo con magnitud $M_s=7.3$ en la escala Richter y un momento de $M_w=8.0$ en las costas del pacífico mexicano. Los reportes iniciales del Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México localizaron el epicentro a unos 30 kilómetros al sureste del puerto de Manzanillo. Este fue el sismo más largo y destructivo que ocurrió en el estado de Jalisco desde uno de $M_w=8.2$ en 1932. Fue causado debido a la subducción entre la placa de Rivera y la Placa de Norteamérica como se ve en la Figura 2.8 (Eisler y McNally, 1984). Desde esta fecha la zona de subducción Rivera no había presentado sismos importantes por lo que el sismo de Manzanillo del 9 de octubre aparentemente liberó el esfuerzo acumulado durante 63 años (DeMets et al., 1995). A lo largo de la costa del pacífico, este efecto de subducción ha ocasionado los grandes sismos que han afectado al país. El cinturón de subducción a lo largo del pacífico se extiende desde Jalisco hasta el Istmo de Tehuantepec, pasando por los estados de Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Los sismólogos han detectado diferentes fallas sísmicas a lo largo de los 2,000 kilómetros que comprenden el cinturón. Entre éstas está la de Michoacán que es la que produjo el sismo de 1985 de 8.1 de magnitud, el cual afectó a la ciudad de México; y la de Jalisco, que al parecer liberó su energía con el sismo de Manzanillo en 1995.

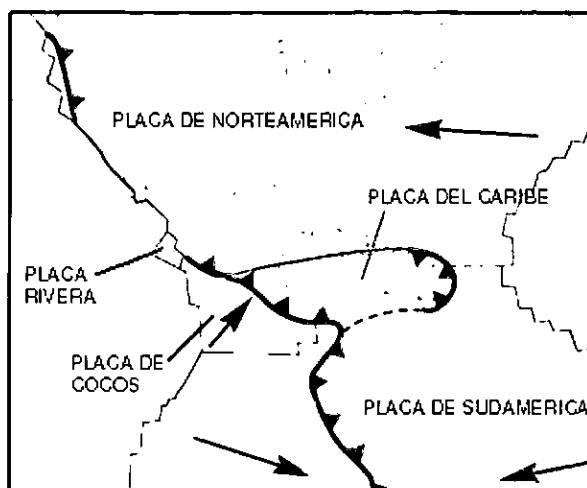


FIG 2.10 Sistema de fallas alrededor La Republica Mexicana.

Las condiciones del suelo en el puerto de Manzanillo ocasionaron que se presentaran daños asociados a la licuación. Gran parte de las instalaciones del puerto interior de San Pedrito (patios de bodegas y maniobras), construidas sobre rellenos arenosos constituidos por material dragado no compactado del fondo de la laguna de Tapeixtles, sufrieron daños asociados con desplazamientos laterales en taludes no confinados de pendiente reducida y con hundimientos del piso.

La licuación provocó daños importantes en casas construidas sobre dichos rellenos a lo largo del banco de la laguna de Cuyutlán. Algunos edificios giraron y se desplazaron, otros se hundieron hasta 60 cm. Un número importante de banquetas se levantaron por la formación de volcanes de arena; sin embargo, debido a la presencia de calles pavimentadas estos emergieron con más facilidad dentro de casas donde el concreto de los pisos es más pobre.

Muchos edificios quedaron inhabitables aunque no llegaron a colapsarse (Terés, 1999).

Estos son sólo algunos de los daños que produjo el sismo, que sin duda a su vez, dejó una serie de interrogantes en materia de investigación. En el

capítulo cuatro hablaremos más a fondo de los daños en el puerto y de algunas técnicas que permitieron obtener resultados de los efectos que ocasionó. Esto último, con el fin de tener más herramientas en materia de prevención y mitigación de daños en futuros eventos.

3. MODELADO EN CENTRÍFUGA

3.1 INTRODUCCIÓN

Existe en la geotecnia, y en otras ramas de la ingeniería, la posibilidad de conocer los diferentes parámetros que caracterizan un suelo mediante el modelado del mismo; es decir, mediante una representación a pequeña escala donde se guardan una serie de principios de similitud entre modelo y prototipo.

La centrífuga es una herramienta con la cual, precisamente, podemos realizar dicho modelado. Se comenzó a desarrollar a principios del siglo XX y ha sido muy utilizada en diversos campos de la investigación. Por ejemplo, en la química, se utiliza entre otras cosas para la filtración y la separación de compuestos en mezclas.

En específico, dentro del campo de la geotecnia ha sido muy utilizada para modelar suelos y someterlos a condiciones semejantes a las que sufren en la realidad. Una de las condiciones principales de similitud en el modelado de un suelo es su peso propio. Una centrífuga logra simular esto mediante la fuerza centrífuga que genera. Esto hace posible la representación de grandes masas de suelo debido a que en la centrífuga se logran alcanzar grandes aceleraciones. Esta condición, además de otras, han hecho posible la similitud entre modelo y prototipo con lo cual hacen de la centrífuga una herramienta fundamental.

Por otro lado, la centrífuga tiene la posibilidad de simular movimientos sísmicos y así profundizar en el comportamiento de los mecanismos de deformación y falla del suelo bajo condiciones bien definidas.

Una de las grandes ventajas que tiene esto es que es posible hacer predicciones del comportamiento del suelo. Esto nos da una pauta de los

grandes avances que se han tenido en materia de mecánica de suelos a partir del uso de esta herramienta.

En este capítulo veremos de forma general cómo funciona la centrífuga, así como las partes que la componen. También veremos las condiciones que hacen posible la similitud entre modelo y prototipo, y algunas de las aplicaciones que tiene en otros campos de la ingeniería civil.

3.2 ANTECEDENTES

Los antecedentes de la centrífuga se remontan a finales del siglo XIX cuando el científico francés Edouard Phillips propone el uso de la fuerza centrífuga en modelos a escala para simular la fuerza gravitatoria y da algunos de los principios fundamentales que la constituyen.

Ya en el siglo XX, entre la década de los 30's y 60's, se comenzaron a instalar varias centrífugas alrededor del mundo. Estas con fines principalmente geotécnicos.

A fines de los años 60's se dieron grandes avances en el modelado de la centrífuga y en los años 70's comienza la manufactura e instalación de centrífugas de mayor tamaño y capacidad, así como la realización de mejoras y nuevas aplicaciones al campo del modelado en centrífuga.

Actualmente existen más de un centenar de centrífugas, de diferentes tamaños y características, instaladas en todo el mundo, siendo Japón el país con el mayor número, seguido por Estados Unidos. En América Latina, únicamente Brasil cuenta con una herramienta de este tipo.

La centrífuga permite de manera conveniente proporcionar un campo de aceleración alto, el cual proporciona a un modelo la condición de gravedad necesaria para tener similitud de esfuerzos entre el modelo y el prototipo.

La aceleración centrífuga se usa para simular la gravedad y permite la correspondencia de los campos de esfuerzo entre el modelo a pequeña escala y el prototipo, permitiendo un modelado suficientemente preciso de

los fenómenos que ocurren en la realidad. Este modelado permite mejorar el entendimiento de problemas así como también, la calibración y verificación de modelos teóricos y numéricos.

3.2.1 Características de la centrífuga

Existen dos tipos de centrífuga. Una de ellas la centrífuga de tambor y la otra la centrífuga de brazo balanceado. La primera, debido a sus características y principalmente por sus dimensiones, no permite la introducción de modelos grandes y por lo mismo no tiene tanta aplicación. En este capítulo nos referiremos únicamente a la centrífuga de brazo balanceado debido a que ésta es la utilizada en el modelado del capítulo siguiente.

La centrífuga de brazo balanceado (Figura 3.1) o simplemente centrífuga de brazo es la más empleada, ya que ofrece flexibilidad en cuanto a su operación; es decir, permite un mayor número de aplicaciones con diferentes tipos, tamaños y características de modelos siendo altamente conveniente de utilizar para experimentos largos y complejos.

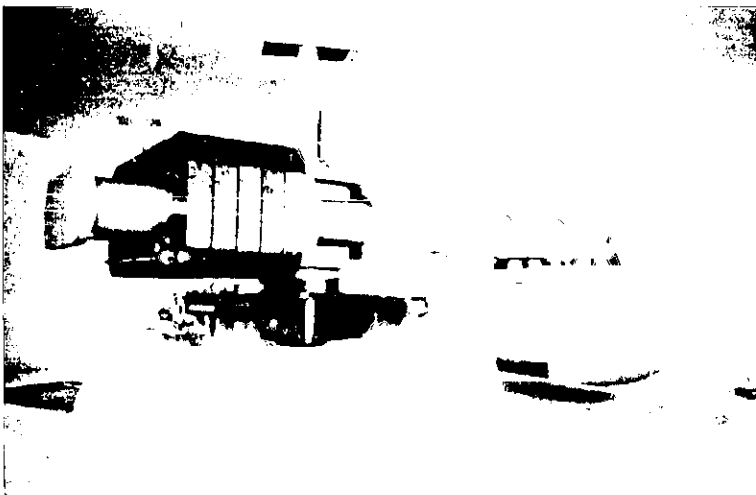
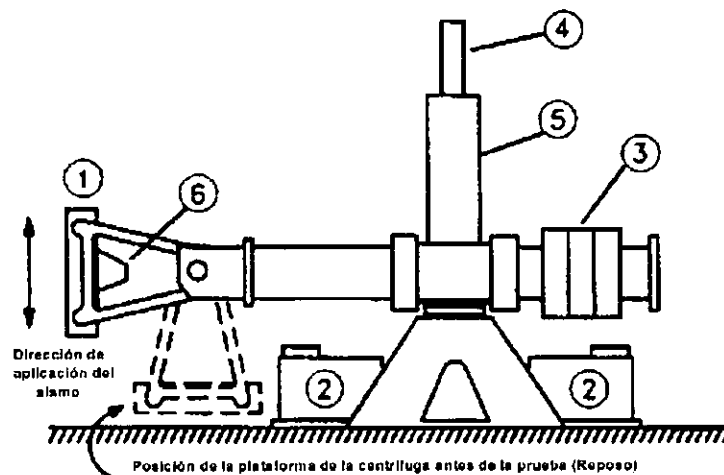


FIG 3.1 Centrífuga de brazo.

Los elementos básicos de una centrífuga de brazo son los siguientes (Figura 3.2): un brazo que gira sobre un eje vertical, una plataforma o “canasta” en el extremo del brazo en la cual se coloca el modelo, un contrapeso para equilibrar el peso de la plataforma con el modelo, conexiones basadas en juntas rotatorias para el paso de diversos fluidos y para la transmisión de diferentes tipos de señales eléctricas. Todo ello controlado desde un centro de mando donde se encuentran los controles de la centrífuga.



- 1) Plataforma.
- 2) Uno o varios motores para hacer girar el brazo.
- 3) Contrapeso para nivelar el brazo automáticamente.
- 4) Juntas rotatorias hidráulicas para el suministro de líquidos necesarios durante la prueba.
- 5) Anillos deslizantes eléctricos los cuales sirven para señales analógicas, energía eléctrica y señales de video.
- 6) Modelo.

FIG 3.2 Partes de una centrífuga (Instituto Politécnico de Rensselaer, EUA.)

La “canasta” o plataforma de la centrífuga tiene un ángulo de rotación de 90° perpendicularmente al brazo, posición de descanso a 0° y posición de vuelo a 90°.

Durante la realización de una prueba, los eventos en el interior del modelo son monitoreados remotamente, se cuenta con sensores y cámaras que

están instalados dentro y fuera del modelo. Los modelos son construidos por separado, con el fin de poder mantener en operación el equipo y poder realizar distintos experimentos mientras son preparados otros modelos.

La plataforma permite tener movimientos laterales gracias a un simulador de sismos, el cual es un mecanismo electro-hidráulico que permite obtener un evento de tipo dinámico durante el vuelo de la centrífuga.

La capacidad de una centrífuga se expresa en **g-ton**, y es el producto de la carga en la plataforma (en toneladas), multiplicada por un número **N** de fuerzas **g** obtenidas con la centrífuga. Dicho número **N** es conocido como la relación de escala entre modelo y prototipo. La capacidad está limitada por la carga máxima que soporta la centrífuga y por el número máximo de fuerzas **g** que permite obtener la centrífuga.

Por lo general, los experimentos se conducen por debajo de los límites de las capacidades máximas de operación de la centrífuga.

Se cuenta en la actualidad con diferentes tipos de centrifuga repartidas en todo el mundo, que van desde bajas capacidades, hasta algunos modelos construidos recientemente, los cuales cuentan con capacidades de más de 1000 **g-ton**.

En la mayoría de los casos, las centrífugas son instaladas en niveles subterráneos, en una cámara o cuarto especialmente construido de concreto reforzado. Generalmente la cámara está localizada cerca de otros laboratorios en los cuales se fabrican y preparan los modelos que serán cargados en la centrífuga. El muro de forma circular que rodea la centrífuga tiene que ser de un espesor importante y de gran resistencia a impactos. Alrededor de las paredes de concreto al interior del cuarto en donde se encuentra el equipo, se añade una capa o recubrimiento de algún material como poliestileno, el cual tiene una gran capacidad de absorción de energía en caso de un impacto, así como de brindar una protección térmica y acústica. Todo ello se hace con el fin de proteger las instalaciones y al personal que labora con este equipo, ya que la centrífuga

al girar a tan alta velocidad, portando grandes y pesados modelos, podría llegar a ser altamente peligrosa en caso de una separación o desprendimiento de alguna parte o pieza del equipo. La cimentación sobre la cual está colocada la centrífuga debe de tener un diseño capaz de resistir los enormes esfuerzos que genera la centrífuga al girar. De igual manera las puertas del cuarto son reforzadas extensamente (Cervantes, 2001).

Se debe de contar con un cuarto de control anexo, en donde se estará monitoreando y verificando el correcto funcionamiento de la centrífuga, así como recabando toda la información y los datos que se van obteniendo a lo largo del vuelo y todo lo que sucede dentro del modelo. En este tipo de cuartos se cuenta con equipos avanzados de computo, monitores y sistemas de vídeo (Cervantes, 2001).

3.2.3 Funcionamiento

El funcionamiento de una centrífuga parte de la generación de una fuerza centrífuga producida por el giro del brazo. La fuerza centrífuga generada depende de la aceleración centrífuga que a su vez depende de la velocidad angular del brazo y del radio de giro de éste.

La aceleración centrífuga está dada por:

$$a = r \omega^2 \quad (3.1)$$

En donde:

a , aceleración centrífuga.

r , radio del brazo de la centrífuga.

ω , velocidad angular de la centrífuga.

Para el caso del modelo; la aceleración que sufre es equivalente a aumentar la aceleración gravitacional el número de veces que fue reducida la escala entre el modelo y el prototipo.

$$a = Ng \quad (3.2)$$

En donde:

N, relación de escala entre el modelo y el prototipo.

g, aceleración gravitacional

3.2.3 Instrumentación

La instrumentación empleada más comúnmente para llevar a cabo las mediciones al interior de un modelo durante una prueba en centrífuga, consiste en el uso de transductores. Originalmente se les conocía como los dispositivos que convierten un estímulo mecánico en energía eléctrica de salida, pero en la actualidad se les da un significado más amplio ya que detectan diversos tipos de estímulos de tipo físico tales como vibración, calor, esfuerzo, presión, aceleración, entre otros.

Existen principalmente tres tipos de transductores utilizados en el modelado. Estos son los acelerómetros, los transductores de presión de poro y los transformadores diferenciales linealmente variables conocidos como LVDT (Linear Variable Differential Transducer) que sirven para medir desplazamientos.

Los transductores de presión de poro capturan la fluctuación de la presión con alta precisión y son empleados para medir distribuciones en la presión de poro en un modelo de suelo, así como para observar el proceso de consolidación durante el ensaye. En el caso de estudios de licuación, estos transductores son esenciales para localizar la porción licuada y su magnitud. Los transductores de presión de poro cuentan con un elemento

poroso para aislar la presión del fluido de las partículas de suelo y de esta manera lograr las mediciones.

3.3 MODELADO EN CENTRÍFUGA

El desarrollo del modelado en la centrífuga en ingeniería ha tenido lugar y ha evolucionado a lo largo del siglo XX, contando con aplicaciones en un cada vez mayor número de actividades. Las técnicas y los modelos se han mejorado, todo ello hasta lograr hacer del modelado un método confiable y viable para resolver problemas. El modelado en centrífuga ha tenido un desarrollo mayor en el área geotécnica, pero se ha ido incorporando cada vez más a otros campos como: la hidráulica, las estructuras, la ingeniería ambiental, entre otras más.

Las dificultades matemáticas que se presentan en algunos fenómenos hacen que un problema no pueda ser formulado debido a su complejidad, por lo que el modelado físico debe ser considerado como una alternativa para obtener una solución a dichos problemas.

Pensando en un modelo de suelo a pequeña escala, el estado de esfuerzos en éste, bajo cargas debidas a su peso propio, será muy diferente al existente en el prototipo a escala completa. De esta manera, se debe buscar la forma de tener una situación en la que las condiciones sean similares.

Una manera de resolver esto es someter el modelo a pequeña escala a un campo gravitatorio artificial, en el cual la aceleración se va incrementando hasta un punto en el cual los esfuerzos en el modelo sean los mismos a los existentes en el prototipo. La similitud existirá entre el modelo y el prototipo en términos de la geometría, propiedades del material y esfuerzos aplicados.

3.3.1 Similitud de esfuerzos

El principio básico de la modelación con una centrífuga consiste en que los correspondientes esfuerzos para el modelo respecto a los del prototipo sean iguales, esto se logra aumentando el peso propio de los materiales del modelo gracias a un campo artificial de aceleración.

Cuando se está empleando un modelo a pequeña escala para estudiar algún fenómeno, la similitud de los parámetros físicos debe ser mantenida respecto al prototipo, y se requieren establecer los correctos factores de escala.

En las Figuras 3.3, 3.4 y 3.5 se muestran las distribuciones de esfuerzos de tres contenedores de suelo a diferentes escalas y condiciones de gravedad.

Los esfuerzos verticales son representados por σ_v , ρ es la densidad del suelo, g es la aceleración gravitacional, H es la profundidad y N es la relación de escala entre el modelo y el prototipo. El subíndice p es empleado para el prototipo y el subíndice m para el modelo.

En la Figura 3.3 se tiene el prototipo a escala real sometido a una aceleración de $1g$. Los esfuerzos en el prototipo a la profundidad H son de la siguiente manera: $(\sigma_v)_p = \rho g H$. Por lo tanto, los esfuerzos varían desde cero en la superficie hasta $\rho g H$.

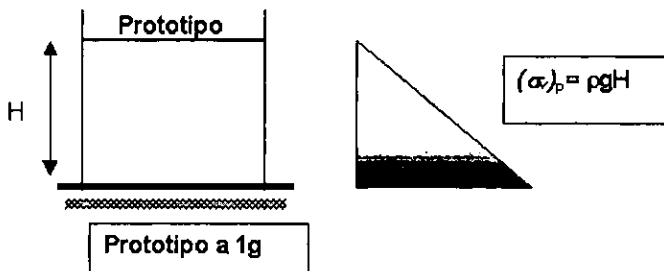


FIG 3.3 Distribución de Esfuerzos en el prototipo.

La Figura 3.4 muestra el modelo hecho a la escala $1/N$ sometido a $1g$, respecto al prototipo de la Figura 3.3. Los esfuerzos en este modelo se distribuyen como (comparados con las dimensiones del prototipo): $(\sigma_v)_m = \rho g(H/N)$, por lo que los esfuerzos se encuentran reducidos N veces, respecto a los calculados en el prototipo.

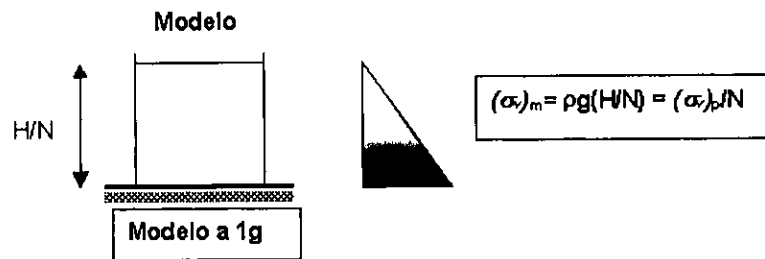


FIG 3.4 Distribución de Esfuerzos en el Modelo N veces más pequeño que el prototipo, sometido a $1g$.

La Figura 3.5 también presenta un modelo construido a $1/N$, sin embargo en este caso sujeto a una aceleración N veces la aceleración gravitacional, generado con la ayuda de la fuerza centrífuga. Con ello se aprecia que los esfuerzos entre el modelo y el prototipo son idénticos en puntos similares.

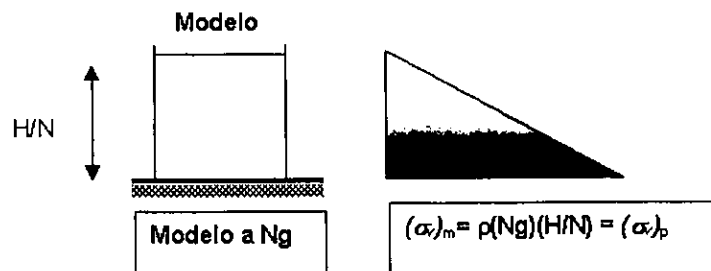


FIG 3.5 Distribución de esfuerzos, modelo N veces más pequeño que el prototipo sometido a un campo artificial aumentando la aceleración gravitacional N veces (Ng).

3.3.2 Similitud de permeabilidades

Además de la necesidad de crear las condiciones necesarias para que los esfuerzos en el modelo y el prototipo sean similares, deben de cumplirse otras condiciones de similitud, dentro de las cuales una de las más importantes es el tiempo de disipación. Éste se encuentra directamente relacionado con la disipación de la presión de poro, es decir de la permeabilidad.

Existen dos rutas que son comúnmente adoptadas para obtener un tiempo de escala único para el proceso dinámico y la disipación de presión de poro. Uno es incrementando la viscosidad del fluido en los poros y otro reduciendo el tamaño de las partículas del suelo para disminuir su permeabilidad (Steedman y Ledbetter, 1994).

Para incrementar la viscosidad del fluido entre los poros por **N** se utiliza un aceite de silicón o una mezcla de glicerina y agua. Actualmente existen otros sustitutos para el fluido como el Metolose. Si se utilizan diferentes fluidos en el modelo y en el prototipo, entonces la diferencia en densidades debe tomarse en cuenta. Aunque un incremento en viscosidad de cincuenta o ochenta veces la del agua puede sonar un poco alta, en la práctica, este fluido aparece más como agua que como aceite. Los modelos son generalmente construidos en seco y posteriormente saturados con el fluido. Pueden encontrarse dificultades si el modelo contiene regiones o capas impermeables, o una mezcla de arena y arcilla, y puede ser necesario saturar en etapas para evitar que el aire se quede atrapado. Las arcillas, ya sean de muestras provenientes de bloques o arcillas naturalmente recompactadas o remoldeadas pueden ser prácticamente saturadas solo con agua.

A partir del concepto de permeabilidad, definiremos el principio de similitud antes mencionado: La permeabilidad es la capacidad de un suelo

para permitir el paso del agua, lo que nos lleva a definir al coeficiente de permeabilidad como la velocidad de flujo producida por un gradiente hidráulico unitario (Cervantes, 2001).

$$k = \frac{\rho_f g K}{\eta_f} = \frac{gK}{\nu_f} \quad (3.3)$$

k	coeficiente de permeabilidad
ρ_f	densidad del fluido
g	aceleración gravitacional
K	permeabilidad intrínseca del suelo; depende de la forma, el tamaño y el acomodo de los granos del suelo.
$\nu_f = \frac{\eta_f}{\rho_f}$	viscosidad cinemática del fluido donde η_f es la viscosidad dinámica del fluido.

Al modelar en centrífuga se tiene que la permeabilidad aumenta de la siguiente manera:

$$k_m = \frac{(Ng)K}{\nu_f} \quad (3.6)$$

mientras que en el prototipo

$$k_p = \frac{gK}{\nu_f} \quad (3.7)$$

Por lo tanto a **N** veces la aceleración de la gravedad se tiene:

$$k_m = Nk_p \quad (3.8)$$

Por lo que si se emplea el mismo fluido de poro en el modelo y en el prototipo entonces la permeabilidad en el modelo sera **N** veces mayor que

en el prototipo, $k_m = Nk_p$. En otras palabras, si el modelo se construye usando una arena fina, entonces estaremos simulando en realidad una arena gruesa. La manera de corregir esto es cambiando la viscosidad del fluido en el modelo, es decir, aumentando N veces la viscosidad.

$$k_m = \frac{(Ng)K}{(N\nu_f)} = \frac{gK}{\nu_f} = k_p \quad (3.9)$$

De esta manera se obtiene la misma permeabilidad en el modelo y el prototipo; es decir, $K_p = K_m$

La segunda alternativa, es reducir el tamaño de los granos. Ello es recomendable sólo en casos en los cuales por dificultades en la saturación se requiere usar agua como fluido entre los poros. Los modelos saturados con agua son generalmente más sencillos y rápidos de construir y manejar, además de que es importante señalar que el alterar el tamaño de las partículas puede alterar las propiedades mecánicas del suelo. De esta manera la reducción del tamaño de la partícula no es atractiva para la modelación.

La alternativa de sustituir el fluido por uno de mayor viscosidad es la más empleada por los investigadores. Sin embargo, la presencia de un sustituto de fluido viscoso a veces afecta el comportamiento constitutivo del suelo y, por consiguiente, sus efectos deben ser completamente evaluados.

Se debe de recalcar que los conflictos en el escalado del tiempo no son un problema serio cuando los modelos de arcilla saturada o arena seca son sujetos a una excitación sísmica en una centrífuga. El problema se torna serio sólo en casos en los que, como en la licuación, una significativa cantidad de exceso de disipación de presión de poro ocurre durante el momento de la aplicación de la excitación en la base del modelo.

El sustituto ideal del fluido debe tratar de satisfacer los criterios siguientes:

1. El comportamiento constitutivo global (tal como el comportamiento de esfuerzo-deformación, la generación de presión de poro, y la resistencia al cortante en general) de suelos inalterados debe conservarse. La interacción del suelo-fluido debe ser de la misma manera preservada. Algunos de los requerimientos necesarios son los siguientes:
 - El sustituto del fluido viscoso debe de tener una densidad muy cercana a la del agua, la cual es normalmente el fluido viscoso existente en el prototipo. Si este requerimiento es satisfecho la presión de poro hidrostática en el prototipo y los esfuerzos efectivos serán reproducidos en el modelo. De igual manera, el escalado de la inercia y de las fuerzas de filtración serán correctos.
 - Para modelar correctamente la capilaridad, el fluido sustituto debe tener la misma tensión superficial que el agua.
 - El fluido es, igual que el agua, un fluido Newtoniano. La viscosidad dinámica η_d de un fluido es la relación entre el esfuerzo cortante y la proporción de la deformación al cortante. Esta proporción es constante para el agua a todos los niveles de esfuerzo cortante. Debe ser constante en el caso del fluido de sustitución para que se lleve a cabo la interacción suelo-fluido de manera inalterada.
 - El fluido debe tener la misma compresibilidad que el agua para que la interacción del suelo y el fluido sea preservada durante la carga y la descarga.
 - El fluido debe de estar químicamente polarizado para permitir su uso no sólo con arenas sino también con limos y arcillas.

2. La presencia de un fluido viscoso diferente no debe alterar las características de humedad del suelo.
3. Se debe de disponer del fluido viscoso en un gran rango de viscosidades. Típicamente, un rango de viscosidades entre 15 y 100 veces la del agua serían de gran utilidad en experimentos en centrífuga.
4. Si el proceso de saturación con el fluido sustituto no es tan rápido como el del agua, por lo menos no debe de ser excesivo en cuanto a duración.
5. El fluido debe ser sencillo de obtener y fabricar, y las características deben de ser consistentes y similares entre lotes.
6. Las propiedades del fluido viscoso sustituto no deben cambiar con el tiempo de preparación del experimento, ni durante la realización de la prueba.
7. Idealmente, el fluido no debe de ser tóxico y debe de ser soluble al agua, para asegurar su manejo seguro, facilidad de limpieza y disposición segura. Entre los fluidos viscosos sustitutos se encuentra el aceite de silicón y mezclas de glicerina y agua. Este tipo de sustitutos tiene la limitación de que sólo se puede alcanzar como máximo 60 veces la viscosidad del agua. En la actualidad, se utiliza un polvo llamado comercialmente "Metolose", el cual se mezcla con agua a determinada temperatura y tiene la ventaja de poder alcanzar viscosidades mucho mayores que los fluidos sustitutos tradicionales (120 veces la viscosidad del agua). Además, es un producto duradero y estable, completamente biodegradable y no tóxico.

En el caso de estudios que implican modelado físico es difícil lograr una réplica exacta de todos los detalles y fenómenos que ocurren en el prototipo, por lo que se tienen que realizar algunas aproximaciones. Es importante reconocer que los modelos no son perfectos, por lo que se

vuelve necesario evaluar algunas limitaciones conocidas como efectos de escala. La completa realización de la similitud es generalmente imposible excepto al trabajar con una relación de escala $N=1$.

Cuando los problemas en Ingeniería se vuelven más complejos, aumenta la dificultad de satisfacer la similitud debido al gran número de cantidades dimensionales que están involucradas en la descripción del problema.

3.3.3 Relaciones de escala

Una lista de algunas relaciones de escala utilizadas en el modelado en centrífuga se muestra en la Tabla 1 (Whitman y Arulanandan, 1985). Si un modelo es construido usando los mismos materiales encontrados en el prototipo, entonces estas relaciones pueden ser usadas para interpretar las mediciones del modelo como representativas de las cantidades en el prototipo.

Tabla 1 Relaciones de escala (Whitman y Arulanandan, 1985)

Cantidad	Escala del Prototipo	Modelo en la centrífuga a N veces g, respecto a la escala prototipo.
Dimensión linear	1	$1/N$
Esfuerzo (Fuerza/Area)	1	1
Deformación (desplazamiento/longitud)	1	1
Densidad	1	1
Masa	1	$1/N^3$
Fuerza	1	$1/N^2$
Desplazamiento	1	$1/N$
Velocidad (Distancia/Tiempo)	1	1
Aceleración (Distancia/Tiempo ²)	1	N
Tiempo: en problemas dinámicos	1	$1/N$
en casos de difusión	1	$1/N^2$
Frecuencia en problemas dinámicos	1	N

(*N* es el factor de escala entre el modelo y prototipo)

3.4 DIFERENTES USOS DE LA CENTRÍFUGA EN LA INGENIERÍA CIVIL

La centrífuga es una herramienta utilizada en muchos de los diferentes campos de la ingeniería civil, aunque sin duda el desarrollo del modelado en centrífuga en Geotecnia es el que ha aportado un mayor número de investigaciones y aplicaciones al respecto. En la actualidad este modelado se encuentra en una fase de desarrollo muy avanzado y se realizan importantes investigaciones en un gran número de países. Algunas de las aplicaciones de la centrífuga en esta área son la rehabilitación de taludes, diseño y estabilidad de taludes, diseño de cimentaciones, aspectos geotécnicos de problemas sobre interacción suelo-estructura, capacidad de carga de un suelo, mecanismos de falla, diseño y desempeño de pilas y pilotes, estabilidad de muros de retención, investigaciones sobre la erosión, consolidación del suelo, disipación de la presión de poro y drenaje en suelos, y filtración en estructuras de suelos.

En cuanto a ingeniería sísmica, la licuación en suelos comenzó a estudiarse a partir de 1964 con el sismo de Niigata, en Japón. Este caso múltiples daños como se vio en el capítulo anterior. Como resultado de estas investigaciones se han desarrollado diversos procedimientos y modelos, algunos simples y otros sofisticados para predecir la licuación y sus efectos, así como las respuestas sísmicas de los suelos.

Por otro lado, en la rama de la hidráulica los modelos físicos son ampliamente empleados. Se realizan modelos de canales, cortinas, estaciones de bombeo y presas de almacenamiento. Cuando son diseñados efectivamente y operan de acuerdo a criterios de similitud, estos modelos ofrecen información cualitativa y cuantitativa del prototipo.

En la ingeniería ambiental la centrífuga tiene importantes usos como lo es la investigación acerca de problemas relacionados con la contaminación del subsuelo y las áreas que estudian el almacenamiento de residuos tóxicos y peligrosos.

Un caso interesante de la aplicación del modelado en centrífuga en el campo de la construcción es el que se utilizó en Alemania para la construcción de una nueva autopista contigua a una ya existente, con objeto de satisfacer la gran demanda vehicular. Durante la construcción del terraplén para colocar la carpeta asfáltica de dos carriles adicionales se generaron grietas longitudinales en la zona de acotamiento de la carretera existente (Figura 3.6).

Las preguntas eran: ¿qué está generando las grietas? y ¿qué podemos hacer para evitar su propagación?

Dada la complejidad del problema se procedió a modelar en centrífuga el método constructivo, mediante la regulación por computadora del vertido de la arena, simulando así la formación del terraplén durante el vuelo de la centrífuga.



FIG 3.6 Agrietamiento en la zona de acotamiento de la autopista existente.

Se detectó que las grietas se generaban debido a que el proceso constructivo producía una falla por capacidad de carga cerca del talud (Figura 3.7), por lo cual, para evitar la aparición de las grietas se modificó el proceso de colocación del terraplén para la correcta construcción de la ampliación.

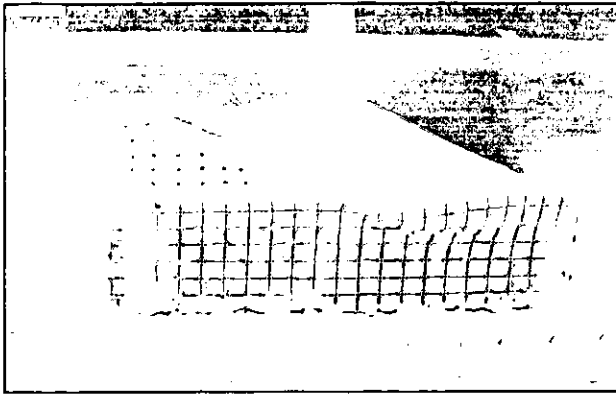


FIG 3.7 Mecanismo de falla observado en centrífuga al reproducir, durante el vuelo, el proceso constructivo del terraplén contiguo a la autopista existente.

Este ejemplo sirve para demostrar la relativa facilidad con la que es posible interpretar los resultados del modelado en centrífuga y su aplicación en la solución de problemas prácticos de ingeniería.

4. MODELADO DE LOS DAÑOS PRODUCIDOS EN EL PUERTO DE MANZANILLO POR EL MACROSISMO DEL 95

4.1 INTRODUCCIÓN

Con los conceptos vistos en los tres capítulos anteriores, este último tiene como objetivo el ejemplificar un caso real de modelación en centrífuga realizado en el Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI), EUA, con el fin de observar los efectos causados por la licuación de arenas en el macrosismo de Manzanillo en 1995.

Se da un antecedente del puerto de Manzanillo así como una descripción más profunda de los daños causados por el sismo principalmente en una de las áreas más afectadas.

Así también, se interpretan algunos resultados de los diferentes parámetros medidos en la modelación, con el fin de tener una manera más clara de entender las causas que provocan la licuación así como sus efectos.

4.2 PUERTO DE MANZANILLO

4.2.1 Antecedentes

La ciudad de Manzanillo se encuentra en la costa del Pacífico Mexicano, en el estado de Colima, al noroeste de la Sierra Madre del Sur en una zona montañosa donde las elevaciones sobre el nivel del mar llegan a ser de unos 2700m y las planicies costeras no existen o son muy angostas debido a la cercanía de las lomerías y el mar. Se caracteriza por tener uno de los puertos más importantes de la costa occidental mexicana en gran medida por sus conexiones ferroviarias con el interior del país, además de ser una atractiva área turística.

Fue durante el gobierno de Luis Echeverría cuando se impulsó la región con la construcción del Puerto Interior, que fue inaugurado el 1 de Agosto de 1971.

Manzanillo es el principal vínculo entre el Pacífico y el corredor industrial y comercial más importante del país, conformado por las zonas Norte, Occidente y Centro.

En la ciudad de Manzanillo los depósitos aluviales están constituidos por grava con arena y se confunden con los depósitos de talud. Los depósitos de talud, ocupan una porción muy limitada en la zona occidental de la ciudad; están constituidos por materiales heterogéneos formados por grava, arena y limo.

La ciudad está localizada en una zona de alta actividad sísmica debido a la convergencia de las placas de Cocos y Rivera, con la placa Norteamérica en el Pacífico Mexicano.

Como ya se había mencionado en el capítulo 2, el 9 de octubre de 1995 ocurrió un fuerte sismo que alcanzó una magnitud de $M_w=8.0$, el cual afectó de manera importante, entre otras cosas, a las instalaciones portuarias de Manzanillo.

En gran parte, los daños localizados en el puerto fueron debidos a la licuación de arenas que se presentó en los rellenos no compactados depositados con el fin de irle ganando terreno al mar. Una de las partes más dañadas fue la terminal especializada de contenedores, de la cual nos referiremos principalmente en este capítulo.

4.2.2 Instalaciones Portuarias

El puerto de Manzanillo está constituido por tres bandas y una terminal especializada de contenedores como se ve en la Figura 4.1, donde se muestra la distribución de las diferentes instalaciones del Puerto.

4.2.3 Terminal especializada de contenedores

Una de las partes del puerto de Manzanillo que más daños sufrió durante el macrosismo del 95 fue precisamente la terminal especializada de contenedores (Figura 4.2). Está constituida por un muelle tipo marginal con longitud de 250 metros y un patio de contenedores. El muelle se compone de cinco módulos o tramos, los cuales sirven como superficie de rodamiento de las grúas viajeras. La subestructura del muelle consiste en pilotes de concreto armado hincados en una capa dura a 20 metros de profundidad. En el lado de tierra se construyó un dique de enrocamiento (pedraplén), que tiene la finalidad de retener los rellenos de los patios para contenedores y confinar lateralmente a los pilotes. Este dique está formado por piedras mayores a 5 Kg cada una, y con un pendiente de 1.5:1.



FIG 4.2 Terminal especializada de contenedores.

4.2.3.1 Información geológica

Debido al crecimiento del puerto de Manzanillo, se fue ganando terreno al mar depositando grandes volúmenes de rellenos granulares sin compactar, procedentes del dragado del fondo de la Laguna de Tapeixtles.

En el año de 1998, después de los daños causados por el sismo, se realizaron una serie de sondeos para definir la estratigrafía del lugar, así como para evaluar el potencial de licuación de los rellenos que fueron utilizados para ganarle terreno al mar.

A partir de los sondeos realizados, se obtuvo la siguiente estratigrafía de la Terminal :

Primer estrato: De la profundidad 0 a 2.8m se distingue un relleno controlado formado por arenas poco limosa con algunas gravas, medianamente compacta.

Segundo estrato: De 2.8 a 12.2 m de profundidad se identifica la presencia de rellenos hidráulicos compuestos por arenas mal graduadas (uniformes) poco limosas en estado suelto a medianamente compacto. En la porción sureste del sitio se encuentran lentes arcillosos y van decreciendo hacia el mar.

Tercer estrato: De 12.2 a 16.0 m, yace un depósito de laguna formado por turba y arena fina.

Cuarto estrato: De 16.0 a 21.5 m de profundidad se localiza un estrato arcilloso muy consolidado, de color gris verdoso. Casi al finalizar, este estrato aparece un lente arenoso muy compacto.

Quinto estrato: De 21.5 a 23.8 m (fin de sondeos) se encuentra un manto arcilloso muy compactado, con poca arena.

En el siguiente esquema (Figura 4.3) se muestra un perfil de la terminal especializada de contenedores con la interpretación estratigráfica antes mencionada:

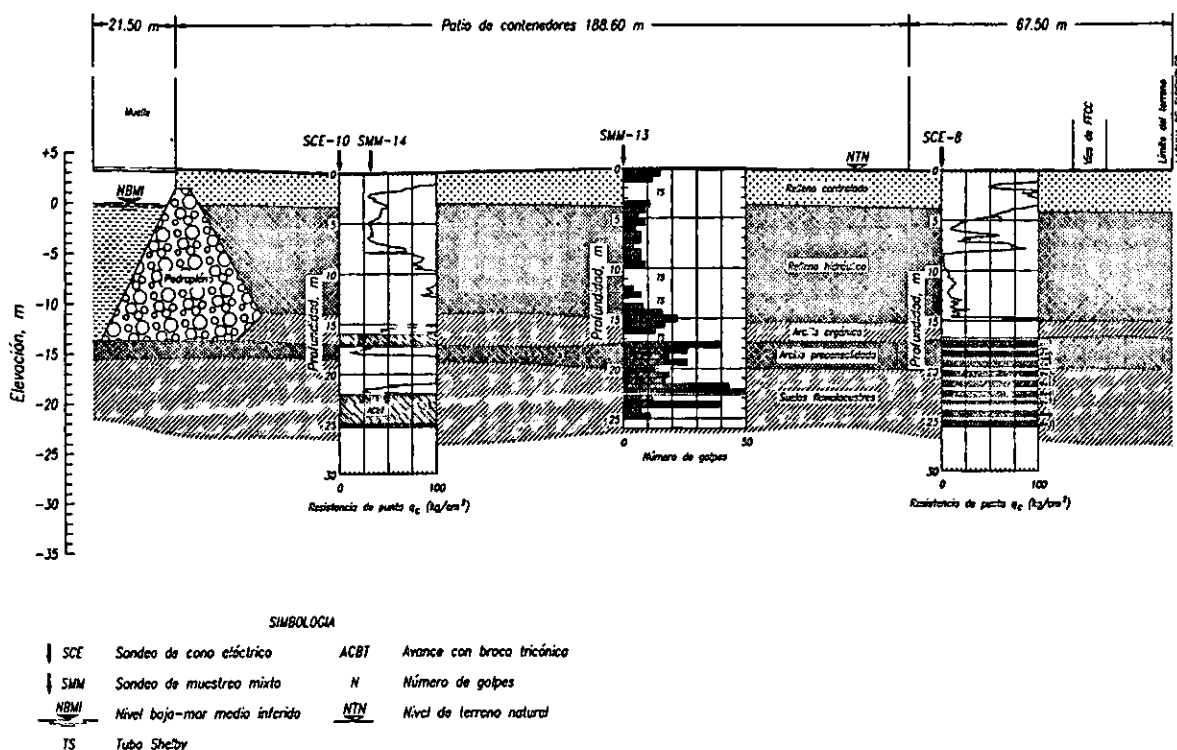


FIG 4.3 Estratigrafía de la terminal especializada de contenedores

4.2.3.2 Daños observados por el macrosismo del 95

Las instalaciones del puerto, asentadas en buena parte sobre los rellenos antes mencionados, sufrieron daños que en muchos casos pudieron atribuirse directamente a la licuación de arenas presentándose algunos efectos como el desplazamiento lateral de taludes no confinados de pendiente reducida y el hundimiento del piso con la subsecuente ruptura de pavimentos, canales de drenaje, ductos y líneas de conducción. La licuación de las arenas en los rellenos colocados atrás de los diques de

enrocamiento sobre los que se construyeron los muelles de este puerto, también provocó empujes dinámicos sobre ellos que contribuyeron a ocasionar daños por cortante en la cabeza de muchos pilotes.

En el caso de la terminal especializada de contenedores, cuyos patios de maniobra estaban cubiertos por un pavimento constituido por losas de concreto, la licuación de arenas ocasionó hundimientos y desplazamientos laterales del terreno que a su vez provocaron la dislocación o ruptura de muchas de estas losas así como daños en el muelle.



FIG 4.4 Diferencia de niveles entre patio de contenedores y muelle.

La licuación de arenas provocó la aparición de oquedades bajo las losas y ondulaciones del terreno que las soporta; los hundimientos diferenciales que se observaron después del sismo excedieron los 50 cm y es probable

que los desplazamientos laterales de los taludes no confinados hayan tenido magnitudes cercanas a los 2 m.

La inspección de daños en el muelle de contenedores, así como en el patio de estos, mostró evidencias claras de movimientos importantes del pedraplén hacia el lado del mar, los cuales causaron empujes laterales en los pilotes del muelle, así como hundimientos importantes en los patios vecinos a éste (Tena, 1997).

En la Figura 4.4 se muestra una vista de la diferencia de niveles después del sismo entre el muelle (parte izquierda) y el patio de contenedores (parte derecha). Esto último debido a que el muelle fue construido sobre los pilotes antes mencionados con lo cual quedó a un nivel superior que el patio, que en ese tramo, fue construido sobre el pedraplén.

La Figura 4.5 muestra los hundimientos excesivos en los patios de la terminal de contenedores causados por la licuación de los suelos en que se apoyan.



FIG 4.5 Hundimientos en el patio de contenedores

En la Figura 4.6, se puede observar la dirección que tomaron los desplazamientos laterales en la terminal especializada de contenedores. Como se puede ver, se dieron hacia el lado del mar donde no había pedraplén. Esto ocasionó que el material ubicado atrás del muelle se viera afectado aunque éste sí tuviera el elemento de retención.

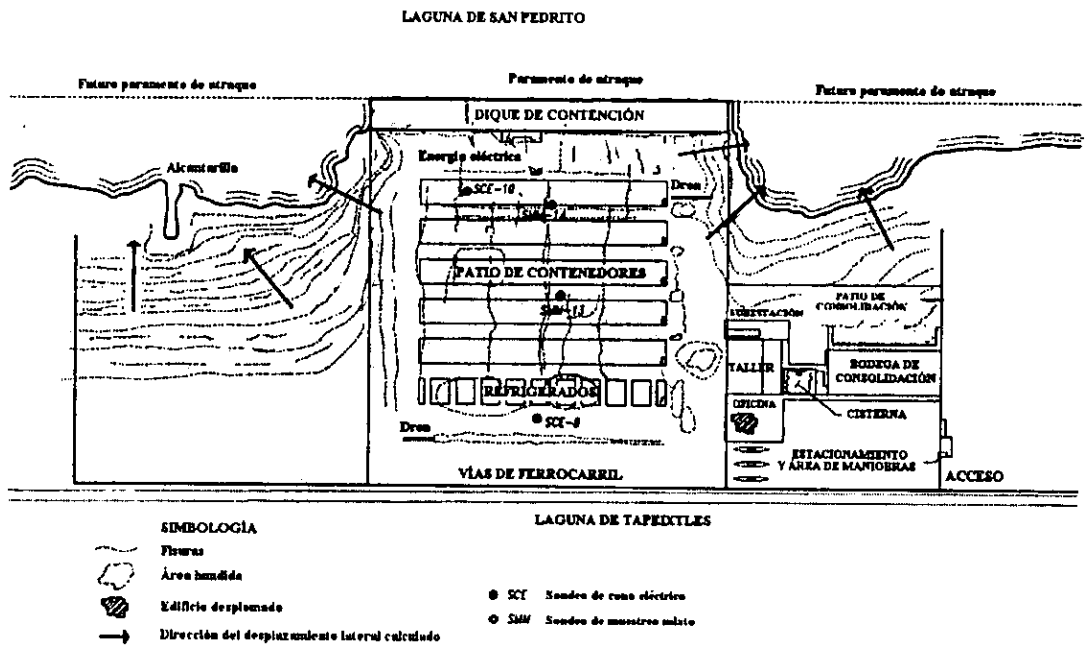


Figura 4.6 Croquis del fisuramiento y dirección de los desplazamientos laterales en la Terminal Especializada en Contenedores. (Taboada et al, 1999).

De esta manera, a partir de los daños observados, veremos a continuación el modelado en centrífuga que se hizo para dar una descripción más detallada.

Se realizaron un total de cuatro pruebas, siendo la última una propuesta para la colocación de un pedraplén que disminuiría los efectos de licuación y que actualmente ya existe. Estas pruebas son un modelo del talud en la zona donde no existía aun el pedraplén (Figura 4.6).

4.4 MODELADO DE LAS PRUEBAS

4.1 Antecedentes

Después del macrosismo del 95 se decidió llevar a cabo una propuesta para el modelado en centrífuga de los problemas geotécnicos que éste produjo, con el fin de obtener más información en materia de licuación. Para esto se eligió realizar las pruebas en el Instituto Politécnico de Rensselaer, el cual cuenta con una centrífuga de 3m de radio, correspondiente a la distancia entre la base de la plataforma que contiene al modelo y el eje de la centrífuga. Esta centrífuga tiene una capacidad de 100g-ton, lo cual significa que puede soportar una carga máxima de 1.0ton a una aceleración centrífuga de 100g, o una carga de 0.5ton a una aceleración de 200g.

Se modelaron un total de cuatro pruebas, cada una con diferentes características. Dos de ellas fueron sometidas a una aceleración centrífuga de 50g y las otras dos a 100g.

Las pruebas que se realizaron a 50g de aceleración se formaron en una caja rígida grande con dimensiones internas de 88cm (largo) x 37cm (ancho) x 35.8cm (alto) y las pruebas que se llevaron a 100g se formaron en una caja rígida chica con dimensiones internas de 53.3cm (largo) x 25.4cm (ancho) x 20.3cm (alto).

Se utilizó una arena fina llamada arena de Nevada No. 120 para formar la muestra. Esta arena se compone predominantemente de partículas de cuarzo con cantidades pequeñas de feldespato. La forma de sus granos varían de redondeada a subredondeada.

4.4.2 Preparación de la muestra

La preparación de un modelo en centrífuga es uno de los pasos fundamentales para la correcta realización del ensaye. Requiere de la mayor

precisión posible. A continuación se describe brevemente en que consistió la preparación de las muestras.

Antes de iniciar la preparación del modelo, se verifico que las cajas rígidas estuvieran perfectamente selladas, de manera que no se filtrara nada de agua por las mismas. Una vez revisadas, se coloca una membrana de látex en las paredes de las cajas para evitar la fricción del suelo con las mismas durante la prueba.

Se deposito la arena usando el método de pluviación en seco a través de un embudo, el cual tenía perforaciones en la base de 2mm de diámetro y espaciados 5mm entre ellos. El embudo se movía manualmente de atrás hacia adelante a lo largo de la dimensión más larga de la caja (Figura 4.7).

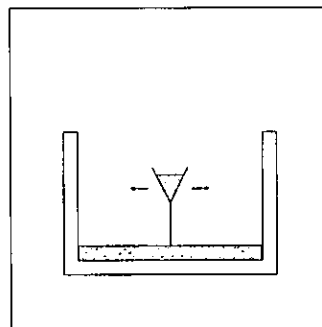


FIG 4.7 Pluviación en seco.

Debido a que se necesitaba tener dos estratos de arena con diferentes densidades relativas, la altura de caída libre fue controlada para proveer las densidades deseadas. Para el estrato con $D_r = 40\%$ la altura de caída fue de 4 ± 0.5 cm y para $D_r = 85\%$ la altura fue de 30 ± 1 cm.

Para medir las deformaciones del suelo se colocó arena de color en capas de 2mm a determinados espesores y una serie de espaguetis de forma vertical con la ayuda de tubos diminutos que facilitan la penetración en el suelo.

Para lograr el talud deseado, se utilizó una tableta la cual permitía ir poniendo bloques sobre ésta y así ir formando dicho talud como se muestra en la Figura 4.8.

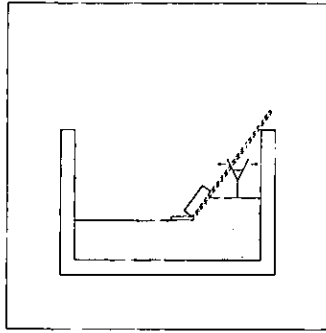


FIG 4.8 Formación del talud.

Una vez terminada la construcción del modelo se colocó una tapa de acrílico transparente sellada con empaque para someter al modelo a un proceso de desairado. Esto consistió en colocar una válvula en la esquina de la tapa y conectar un compresor que actúa como aspiradora. Este proceso tomó aproximadamente una hora (Figura 4.9).

Para saturar el suelo, se introdujo agua desairada a goteo a través de un tubo en la parte superior de la caja. Este proceso duró varias horas debido a que el goteo debe ser suficientemente lento para no alterar el suelo de la muestra. Además, para no socavar el suelo a la hora de que las gotas caían, se colocó una esponja que absorbía el impacto.

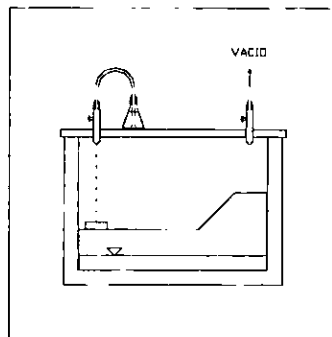


FIG 4.9 Proceso de saturación.

Tan pronto como el nivel de agua en la caja atravesó el suelo y lo cubrió, el suministro de agua se cerró y se liberó el vacío; el tiempo de saturación fue

de 24 horas (Figura 4.9).

Una vez terminado el proceso de saturación se retiró la tapa y se hicieron las conexiones de todos los instrumentos a la centrífuga y al simulador de sismos. De acuerdo al peso de modelo se realizó el cálculo para balancear el brazo de la centrífuga.

4.4.3 Descripción de las pruebas

En la Tabla 4.1 se muestra una descripción general de las cuatro pruebas realizadas:

Tabla 4.1 Características y configuración de las pruebas modeladas.

Prueba	N	η del fluido en el poro	Espesor del prototipo de arena	Pedraplén	Pilotes
1	50	η agua	12 m	No	Sí
2	50	η agua	12 m	No	Sí
3	100	$\approx 50 \eta$ agua	12 m	No	Sí
4	100	$\approx 50 \eta$ agua	12 m	Sí	No

N: Relación de escala entre el modelo y prototipo (No. de g's de aceleración centrífuga).

g: Constante gravitacional ($1g = 9.807 \text{ m/s}^2$).

η : Viscosidad del fluido usado en la saturación del modelo.

A continuación se presentan las características y configuraciones específicas

de cada una de las cuatro pruebas.

Prueba 1:

Para esta prueba, el simulador de sismos trabajó con una frecuencia de 100Hz y amplitud de 15g exponiendo a la muestra a un total de 20 ciclos de una onda senoidal, es decir 0.2 segundos de duración. Esto quiere decir que en el prototipo la frecuencia del sismo fue de 2Hz con una magnitud de 0.3g, ya que debemos de recordar que la relación de escala en este caso es de 50 (Tabla 4.1). Cumpliendo con la misma relación, la altura del modelo es de 24cm que representa una altura de 12m en el prototipo.

Para observar las condiciones del material se le dio un talud con una pendiente 1.75:1, así mismo se le colocó un pilote para observar su comportamiento como se muestran en la Figura 4.10.

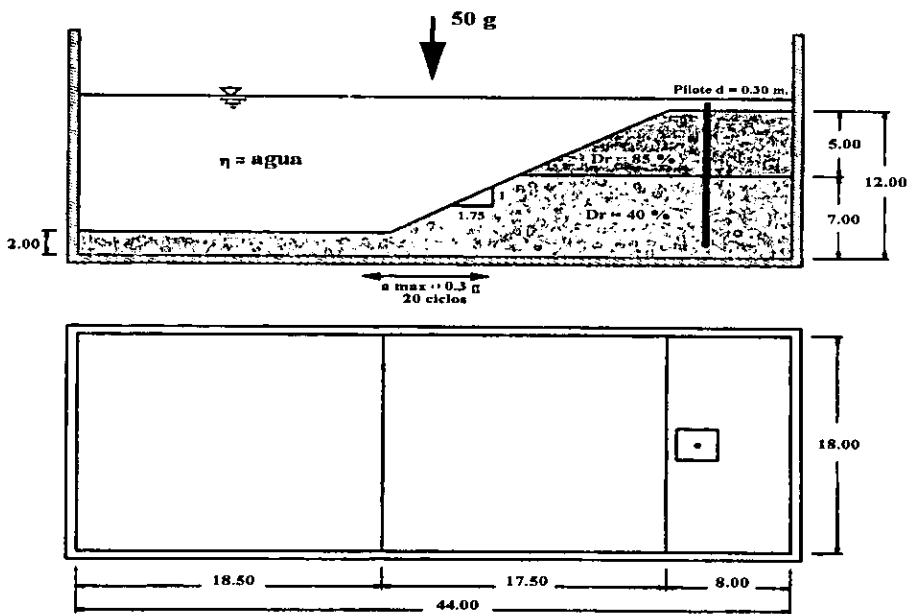


FIG 4.10 Vista en planta y de perfil del modelo utilizado en la prueba 1 (dimensiones en unidades del prototipo).

Prueba 2:

Las condiciones a las cuales se sometió este modelo fueron las mismas que para la prueba 1, con la única diferencia de que para ésta se colocarán

cuatro pilotes agrupados como se muestran en la Figura 4.11.

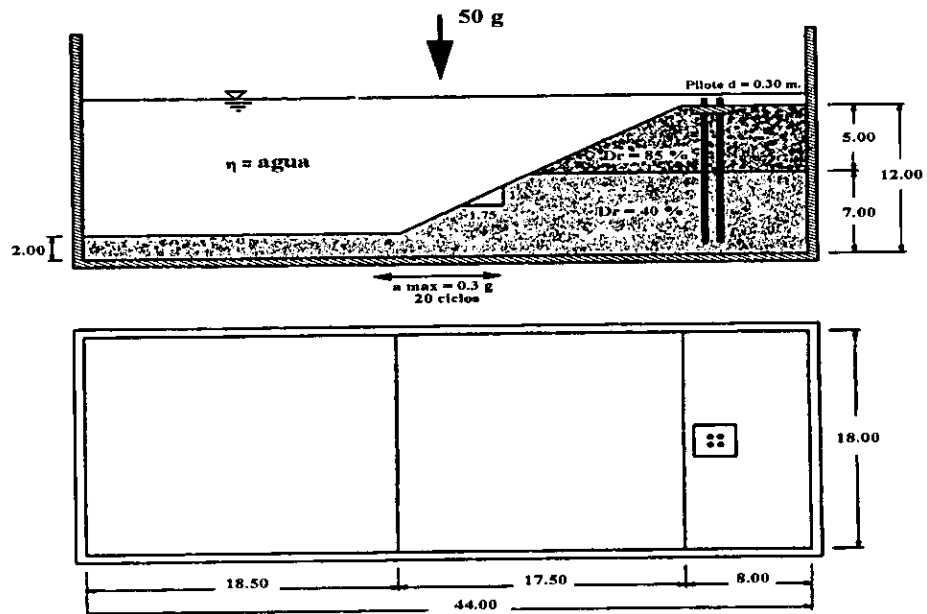


FIG 4.11 Vista en planta y de perfil del modelo utilizado en la prueba 2 (dimensiones en unidades del prototipo).

Prueba 3:

En este caso, recordando que el factor de escala es $N=100$, la excitación aplicada por el simulador de sismos fue de 200Hz con una amplitud constante de 30g y un total de 20 ciclos, de tal manera que en unidades del prototipo tenemos, obviamente, los mismos valores de frecuencia y magnitud que en las pruebas 1 y 2, ya que estamos hablando de la simulación del mismo fenómeno. Así mismo, simulando una altura en el prototipo de 12m, el modelo tiene una altura de 12cm por lo que se usó una caja rígida chica a diferencia de las pruebas anteriores.

En este caso se colocó sólo un pilote (Figura 4.12), ya que de hecho, esta prueba se realizó como un modelado del modelo 1, método muy usado en centrífuga para verificar resultados.

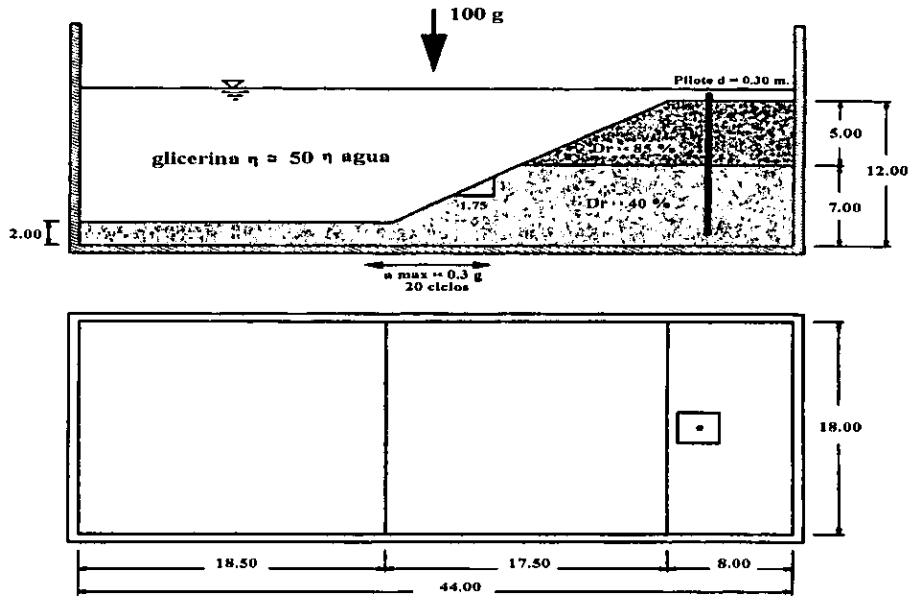


FIG 4.12 Vista en planta y de perfil del modelo utilizado en la prueba 3 (dimensiones en unidades del prototipo).

Prueba 4:

Las condiciones de excitación para esta prueba fueron las mismas que para la tercera, sin embargo el modelo cumple con características diferentes. No se colocaron pilotes pero si un pedraplén con las pendientes como se ve en la Figura 4.13. La zona B corresponde a una extensión del estrato de arena depositado a una densidad relativa, $Dr=85\%$.

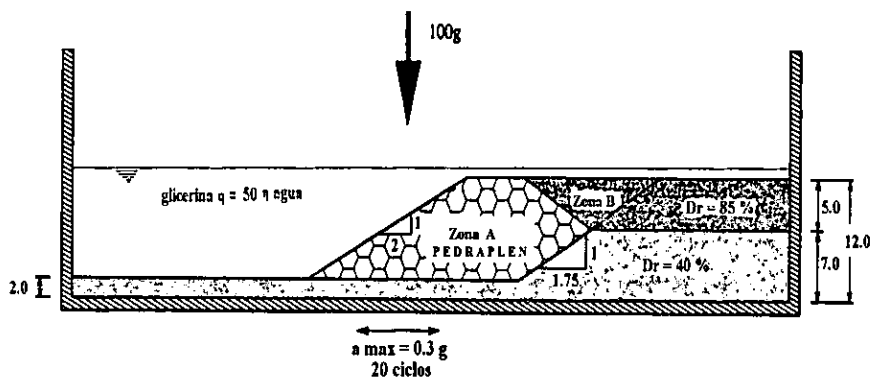


Fig 4.13 Prueba 4, modelo simulando confinamiento del talud por medio de un pedraplén (unidades del prototipo).

4.4.3.1 Instrumentación

A continuación se muestran los esquemas con la colocación de la instrumentación utilizada en las cuatro pruebas. La Figura 4.14 muestra la instrumentación de las pruebas 1, 2 y 3. Para la prueba 4 (Figura 4.15), la única diferencia fue la colocación de un transductor de presión de poro en el pedraplén (Zona A).

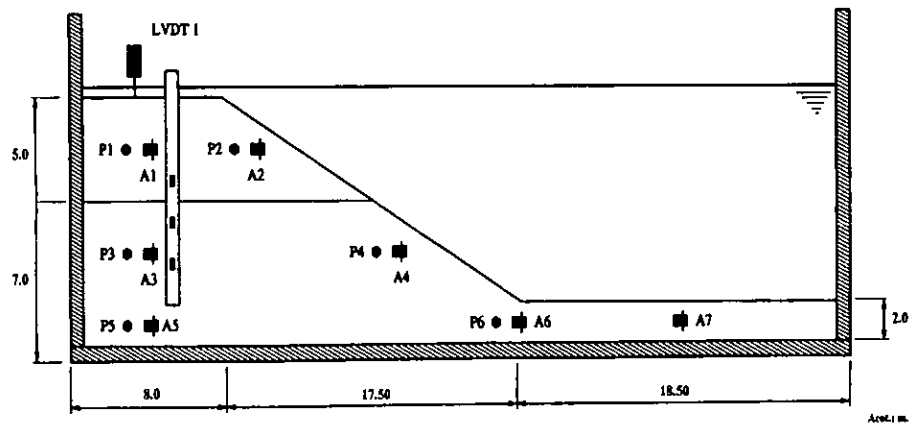


FIG 4.14 Instrumentación en las pruebas 1, 2 y 3

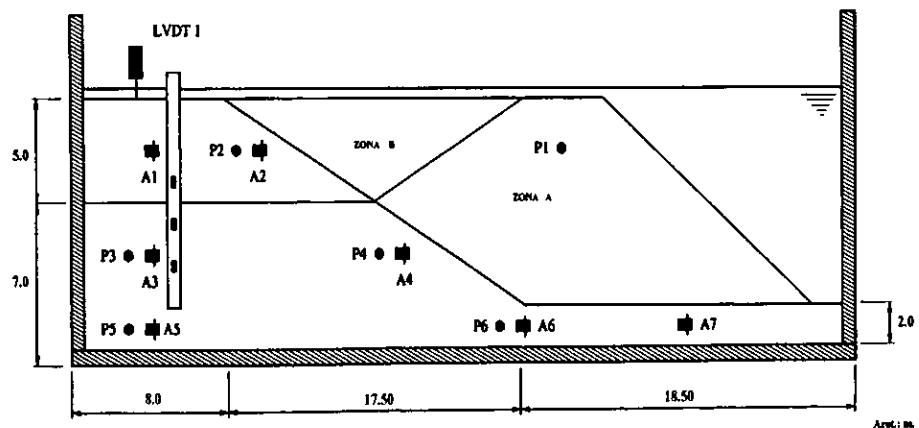


FIG 4.15 Instrumentación en las prueba 4

En donde, para ambas figuras:

LVDT: Transformador lineal variable diferencial

A: Acelerómetro

P: Transductor de presión de poro

4.4.4 Resultados

Para explicar de manera breve la interpretación de los resultados obtenidos por un modelado, tomaremos los registros de la prueba 1 que muestran cierta similitud con las pruebas 2 y 3. Para la prueba 4 se concluirá más adelante la ventaja que tuvo la presencia del pedraplén.

4.4.4.1 Registro de aceleraciones

La Figura 4.16 muestra el registro de aceleraciones para la prueba 1.

Podemos observar que las aceleraciones A4 y A6 registradas por los respectivos acelerógrafos, muestran un claro cambio de magnitud entre el lado positivo y el lado negativo, lo que nos indica que hubo grandes desplazamientos laterales del suelo. Cuando el registro está indicando en su parte negativa grandes aceleraciones, nos dice que el suelo se está desplazando hacia el lado contrario del talud, contrario a esto, cuando el suelo se desplaza hacia el talud la aceleración registrada es baja debido a que el suelo mismo lo frena. En este caso, para el tiempo igual a 12s aproximadamente la aceleración se incrementa súbitamente hacia el lado negativo, con lo que podemos deducir que en ese momento la licuación dio inicio. Esto justamente en el estrato potencialmente licuable con una arena cuya densidad era del 40% y cerca del talud en donde no existe un confinamiento del suelo que evite dichos desplazamientos.

Las aceleraciones A1 y A2 muestran justamente la parte no licuable debido al estrato de suelo con arena más compacta, $D_r=85\%$.

La aceleración A5, cuya magnitud es relativamente menor a las demás, nos muestra que el confinamiento antes mencionado sirvió para que esa parte del suelo no sufriera grandes deformaciones, lo cual no implica que no se haya licuado. Esto último nos dice que, de alguna manera, podemos tener licuación en algunas partes del suelo sin que éstas sufran grandes

deformaciones, con lo cual es claro que los registros de aceleración sirven para detectar áreas donde si existan dichas deformaciones.

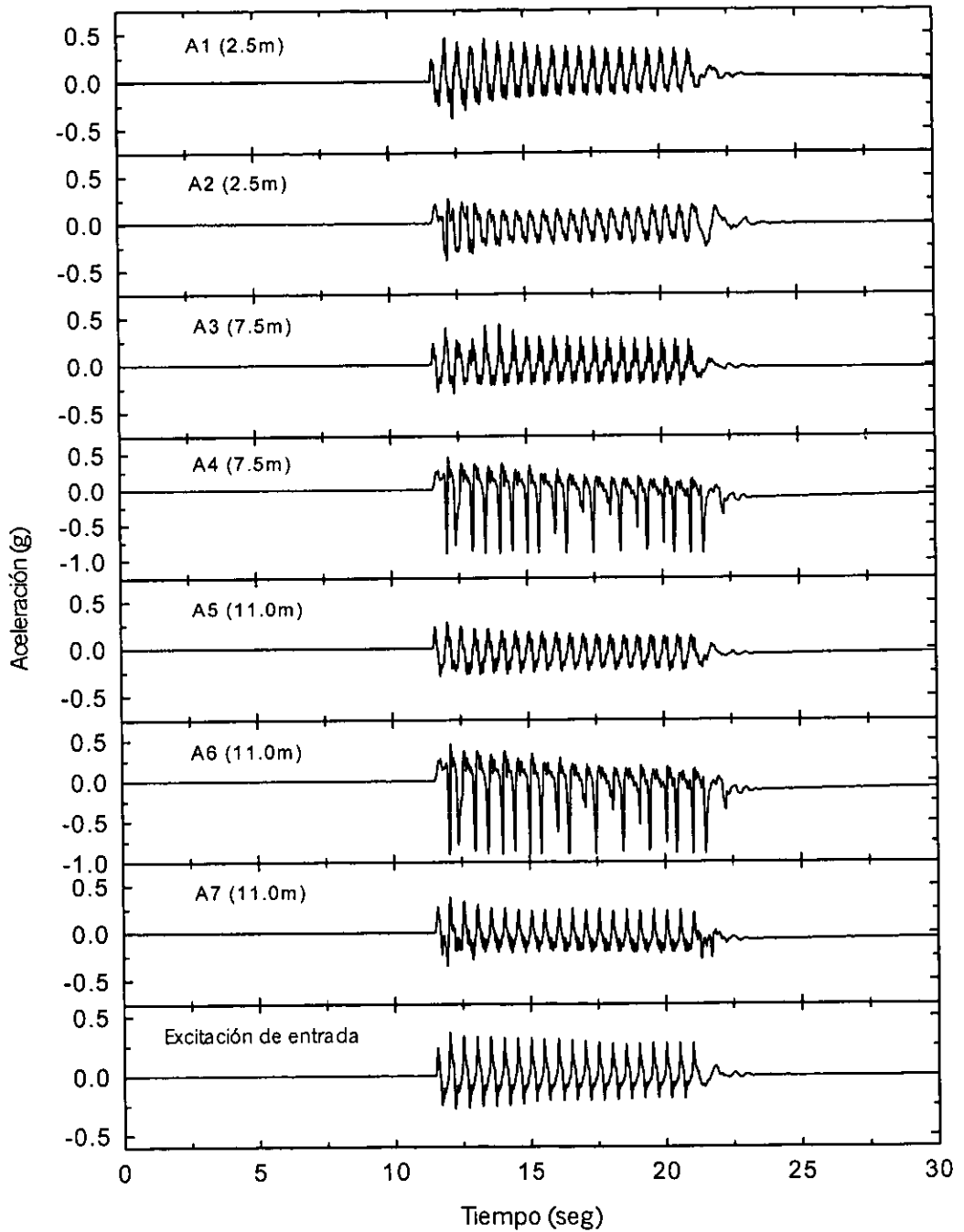


FIG 4.16 Registro de aceleraciones (prueba 1).

4.4.4.2 Registro de Exceso de presión de poro

El exceso de presión de poro es un fiel indicador del inicio de licuación, como se vio en el capítulo 1. Como se muestra en la Figura 4.17 y 4.18, para el registro del mismo, tenemos una línea punteada que nos indica el valor del esfuerzo efectivo, el cual corresponde justamente al valor en el cual se inicia la licuación. Esto debido a que justo cuando la presión de poro alcanza el valor del esfuerzo efectivo, las partículas ya no tienen más contacto entre ellas que el agua misma que las rodea. Se puede observar, además, que este valor aumenta según el confinamiento que recibe el suelo en cierto punto, siendo, por ejemplo, mayor en P5 que en P1.

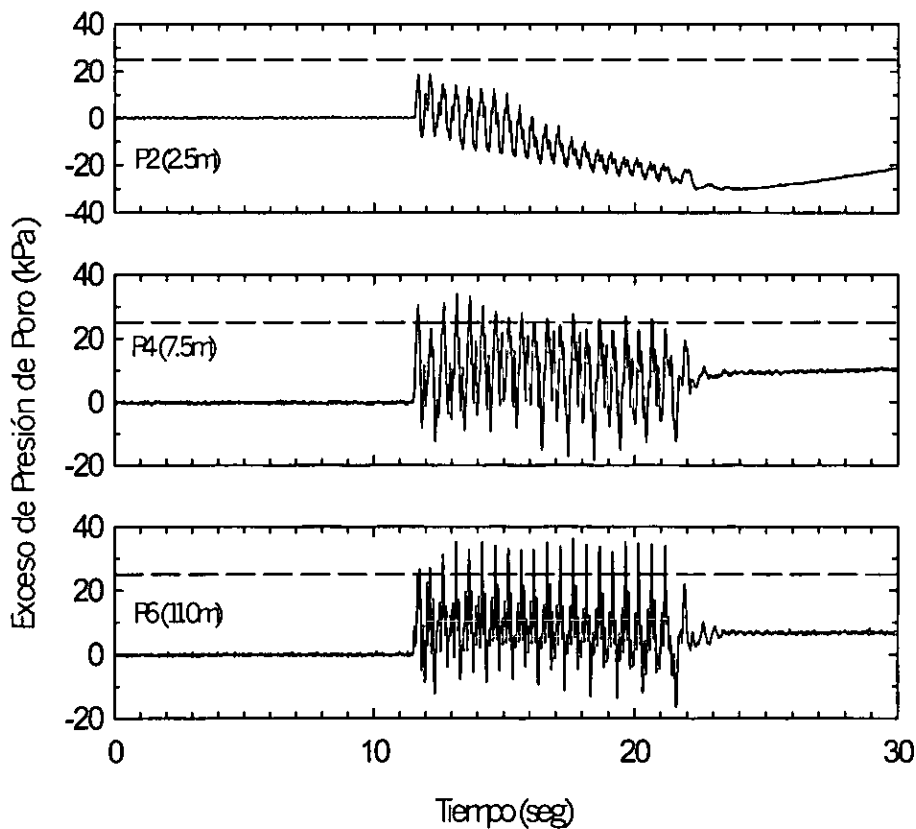


Figura 4.17 Registros de presión de poro en puntos retirados al talud (prueba 1).

Conforme a lo anterior, para los transductores colocados en el estrato de arena suelta (P3, P4, P5 y P6), podemos observar claramente que después de unos dos ciclos de excitación se inicia la licuación.

En los registros P1 y P2 vemos que dichos valores están prácticamente por abajo del límite debido a que la arena esta más compacta.

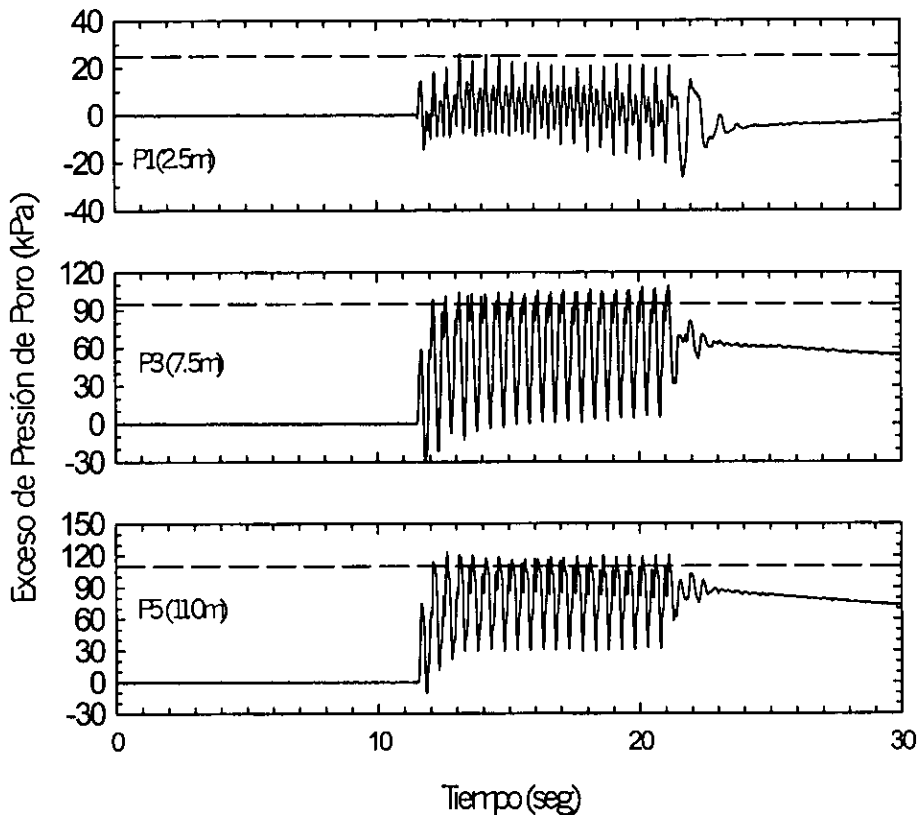


FIG 4.18 Registro de presión de poro en puntos cercanos al talud (prueba 1).

4.4.4.3 Registro de Deformaciones

Los registros de deformaciones de la prueba 1 que se muestran en la Figura 4.19 son consistentes con las conclusiones obtenidas por los registros de aceleración y exceso de presión de poro. Se registraron desplazamientos laterales permanentes a lo largo del talud, lo que provocó un asentamiento

de 0.93m en la corona. Estos desplazamientos laterales llegaron a valores de entre 2 y 2.8m, lo cual coincide con los grandes picos negativos medidos en la masa que se licuó por los acelerómetros A4 y A6.

La línea punteada en esta misma figura representa la superficie de falla basada en la severidad de las deformaciones y la inclinación de los espaguetis. Con esto se formaron dos superficies de falla a poca profundidad de la superficie del talud, cerca de la interfase entre el estrato de arena densa y suelta.

Así también, por medio de los espaguetis inclinados (colocados cada 10cm), se pueden observar las deformaciones laterales. Para el área del suelo cerca del talud, dichas deformaciones son mucho más pronunciadas que para la zona donde se había colocado el acelerógrafo A5 donde, como ya se había visto, por efectos del confinamiento no se llegaron a valores tan altos.

En la Figura 4.20 se observa el movimiento del pilote que ocasionaron los desplazamientos laterales aledaños a éste con valores de hasta 0.9m. A diferencia de la parte superior del pilote, en su parte inferior no se desplazó, lo cual provocó que éste tendiera a girar con respecto a su punta

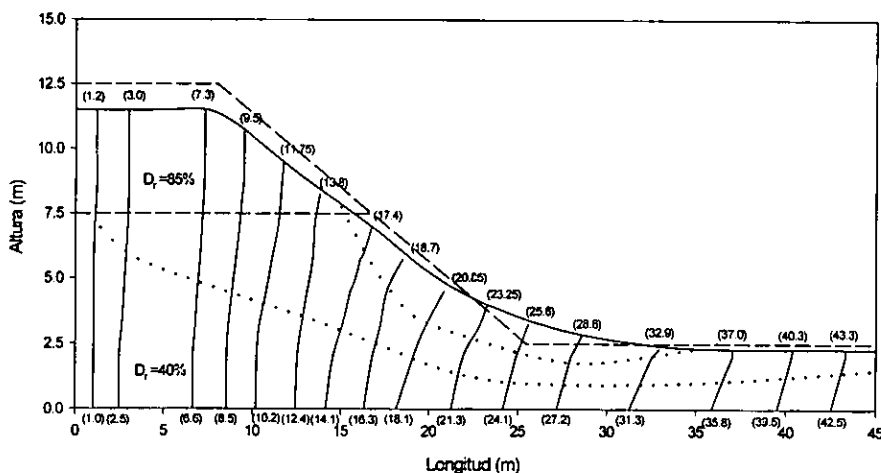


FIG 4.19 Registro de Deformaciones (Prueba 1).

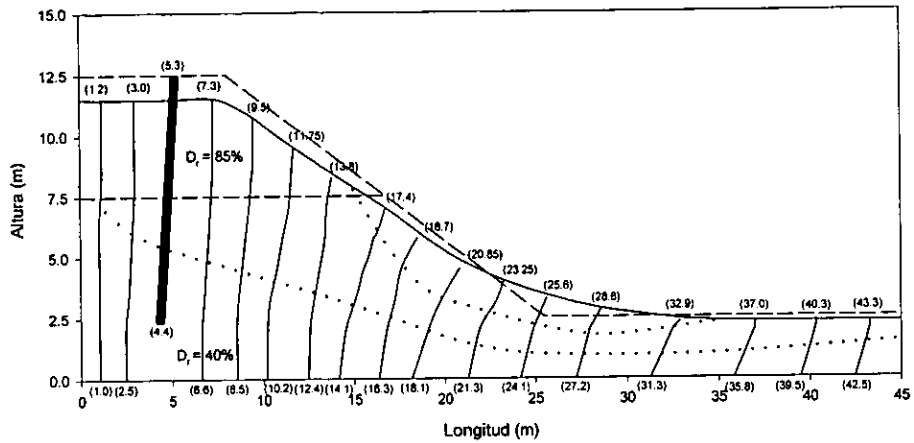


FIG 4.20 Registro de Deformaciones con pilotes (Prueba 1).

4.4.4.4 Resultado de la berma

Como se puede ver claramente en la Figura 4.21, el resultado de la berma (prueba 4) dio una disminución considerable en las deformaciones del suelo.

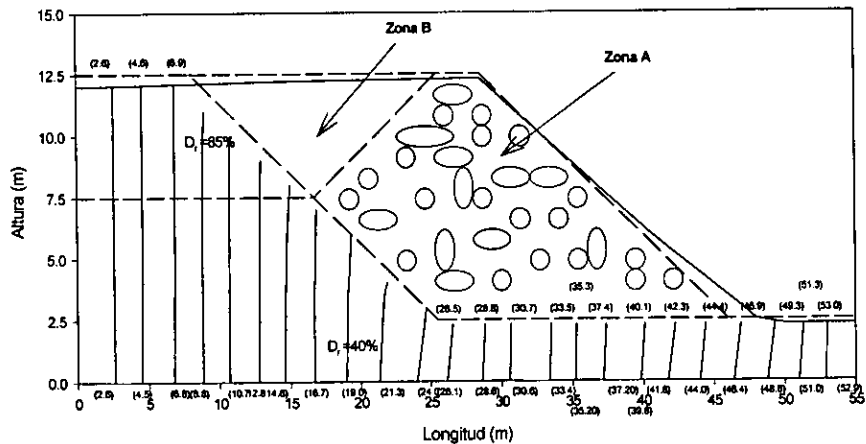


FIG 4.21 Registro de Deformaciones (Prueba 4)

La superficie del talud (zona B) sufrió un asentamiento de 0.39m a diferencia del asentamiento antes mencionado de 0.93m en la prueba 1. Esto nos indica una diferencia de alrededor de 2.5 veces más deformación sin el pedraplén. Este último (zona A), por otro lado se asentó un total de 0.25m.

El exceso de presión de poro medido por el transductor P1 colocado en el pedraplén (Figura 4.15) no registró grandes incrementos debido a que una vez iniciado el sismo éste se disipa rápidamente. Esto es contrario a como lo hace en una arena donde precisamente es el factor que origina la licuación.

Finalmente, podemos observar que los desplazamientos laterales registrados se dieron únicamente al pie del talud con magnitudes de entre 0.10 y 0.4m, muy por debajo de los registrados en la prueba 1 con valores entre 2 y 2.8m.

5. CONCLUSIONES

La investigación en Geotecnia en nuestro país se ha enfocada principalmente a estudiar el comportamiento sísmico de las complejas arcillas de la ciudad de México. Sin embargo, los daños provocados por el macrosismo del 95 en Manzanillo, mostraron la gran importancia de retomar la investigación en materia de licuación.

Este fenómeno presenta un gran reto en materia de investigación ya que de hecho, a nivel mundial, se siguen buscando las formas de mitigar los daños que causa. Un claro ejemplo de esto es lo sucedido en el sismo de Kobe, Japón, donde se presentaron grandes daños a pesar de contar con los conocimientos más avanzados respecto al tema.

Es indudable que los problemas implicados a este fenómeno en ciertas circunstancias, representan un alto riesgo, lo que hace fundamental un gran conocimiento de las causas que lo producen, así como de las diferentes formas en que se desarrolla, ya que los niveles de riesgo varían según sus efectos.

Por otro lado, se han desarrollado herramientas como la centrífuga que han servido de manera importante, entre otras cosas, para el estudio del fenómeno de licuación, así como para la verificación y calibración de modelos numéricos que se utilizan en la predicción de los daños que este provoca. Tiene la ventaja de poder simular grandes masas de suelo con una mayor precisión usando modelos a escala en donde se tiene el mismo estado de esfuerzos en puntos similares, además de la importancia de poder conocer o entender un fenómeno a partir de su propia observación. Esto le ha dado un auge importante a nivel mundial.

Actualmente, nuestro país no cuenta con una herramienta de este tipo. Sin embargo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en conjunto con el Instituto

Politécnico de Rensselaer, EUA, ha ido desarrollado una serie de trabajos relacionados al fenómeno de desplazamientos laterales inducidos por licuación, los cuales han permitido darle una mayor difusión.

Las particulares condiciones geológicas de nuestro país y por ende los grandes avances en investigación lo han llevado a un constante reconocimiento a nivel mundial en las áreas de Ingeniería Geotécnica e Ingeniería Sísmica. Una centrífuga vendría a complementar mucha de esta y otras investigaciones como por ejemplo en el área de Ingeniería Sanitaria donde es utilizada para simular el transporte de contaminantes, dándonos la posibilidad de observar en un día lo que puede llegar a suceder en 20 años.

La instalación de esta herramienta podría requerir la participación de diversos grupos interesados en la materia y que pudieran financiar dicho proyecto. Entre ellos empresas privadas relacionadas al área de la construcción, ya que la centrífuga es una herramienta útil en la verificación de procesos constructivos, además de dependencias gubernamentales y la propia UNAM a través del Instituto de Ingeniería.

Las conclusiones que se pudieron obtener del modelado en centrífuga del macrosismo de Manzanillo, en específico de los daños en la terminal de contenedores causados principalmente por la falta de compactación de los rellenos provenientes de la Laguna de Tapeixtles, fueron dirigidas a una prevención de futuros acontecimientos en el puerto y en lugares donde se presentaran condiciones similares, de tal manera que se pudieran estudiar las posibilidades de mejoramiento del suelo o modificación de los procesos constructivos. Las pruebas realizadas pretendieron una representación de las condiciones estratigráficas en las zonas aledañas al patio de contenedores donde existía el pedraplén, por lo cual se propusieron las pruebas antes descritas. Esto con el fin de encontrar algún método que pudiera cambiar las condiciones del terreno, para lo cual se realizó la

cuarta prueba. Esta, a partir de la colocación de un pedraplén, dio mayor estabilidad y evitó que los desplazamientos laterales del terreno se tradujeran en el deslave del talud observado en las pruebas anteriores, dando así una posibilidad para mejorar las condiciones del lugar.

El modelado en las tres primeras pruebas dio desplazamientos laterales de entre 2 y 2.8 metros, valores muy cercanos a los observados después del sismo y que provocaron la dislocación de las losas de la terminal. Sin embargo, con la berma estos desplazamientos se disminuyeron casi tres veces. Esto nos da una muestra de la eficiencia con la cual podemos prevenir y remediar daños trabajando con el modelado en centrífuga.

BIBLIOGRAFÍA

Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1992). Case Histories of Lateral Spreads Caused by the 1964 Alaska Earthquake, Tech. Rep. NCEER 92-002, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., SUNY-Buffalo, Buffalo, N.Y., pp. 2-1 – 2-127.

Baziar, M. H., y Dorby, R. (1995). Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp896-906.

Cervantes, M. (2001). La centrífuga como herramienta para resolver problemas de Ingeniería Civil en México. Tesis de Licenciatura para obtener el grado de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Cheney, J. A. y Fragaszy, R. J., (1984). The centrifuge as a research tool. American Society for Testing and Materials, pp 182-187.

Craig, W. H., (1989). Edouard Phillips and the Idea of Centrifugal Modeling. Géotechnique, Vol. 39, pp. 697-700.

DeMets C., Carmichael I., Melbourne T., Sanchez O., Stock J., Suarez G. y Hudnut K., (1995). Anticipating the Successor to Mexico's Largest Historical Earthquake, EOS, Vol. 76, No. 42.

Dobry, R. y Liu, L., (1992). Centrifuge modelling of soil liquefaction. Post Conference Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, España, pp 6801-6809.

Eisler H. K., McNally K. C. (1984). Seismicity and Tectonics of the Rivera Plate and Implications of the 1932 Jalisco, Mexico, Earthquake, Journal of Geophysical Research, Vol. 89, 4520.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Publ. Prentice Hall.

Kramer, S. L. (1988). Triggering of liquefaction flow slides in costal soil deposits, Engineering Geology.

Lade P. V., Yamamuro J. A. (1997). Effects of Non-plastic Fines on Static Liquefaction of Sands, Canadian Geotechnical Journal.

Martínez, G. (2001). La centrífuga como herramienta en el estudio de problemas geosísmicos. Tesis de Maestría, División de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Pokrovsky, G. I. y Federov, I. S., (1936). Studies of Soil Pressures and Soil Deformations by Means of a Centrifuge. Proc. of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp 70-70.

Ross, G. A., Seed, H. B., y Migliaccio, R. R. (1969). Bridge Foundation Behavior in Alaska Earthquake Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 95(4), pp. 1007-10036.

Seed, H.B (1984). The role of case studies in the evaluation of soil liquefaction potential, International conference on case histories in geotechnical engineering, Vol. IV, pp. 815-823 University of Missouri-Rolla. Rolla, Missouri.

Steedman, R. S. y Ledbetter, R. H. (1994). Centrifuge Modelling of Earthquake Problems. Proc. of the International Workshop on Remedial treatment of Liquefiable Soils, Tsukuba Science City, Japan, July 4-6. Task committee on Soil Behavior and Stability During Earthquake U.S.-Japan. Panel on Wind and Seismic Effect, U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources.

Taboada V.M., (1996). Modelado en centrífuga de problemas geotécnicos durante sismos: teoría equipo utilizado y herramientas de interpretación. XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia 96, Michoacán , Vol. 1, pp 429-435.

Taboada V.M., Ovando E., Hernández F.G., Sánchez F., (1999). Predicción de Desplazamientos Laterales Inducidos por Licuación Durante el Sismo del 9 de Octubre en Manzanillo, México. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Vol. 2, pp. 857-864.

Taylor, R.N. (1995). Centrifuges in modelling: principles and scale effects. Geotechnical Centrifuge Technology (Ed. Taylor, R.N.), Blackie Academic and Professional, Glasgow, pp 19-33.

Terés, J. (1999). Licuación, sus bases teóricas, su evaluación y cómo mitigar sus efectos. Tesis de Licenciatura para obtener el grado de Ingeniero Civil. Facultad de ingeniería, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Whitman, R. V., y Arulanandan, K., (1985). Centrifuge Model Testing with Dynamic and Cyclic Loads. Proc. Advances in the Art of Testing Soil Under Cyclic Conditions, Khosla, editor, ASCE National Convention, Detroit, Michigan, October, pp 255-285.

Whitman, R. V., Lambe, P. C., and Akiyama, J. (1982). Consolidation During Dynamic Tests on a Centrifuge. ASCE, Physical Modeling of Soil Dynamics problems, Session No. 67, ASCE National Convention, Las Vegas, Nevada, April 26-30.

Youd, T. L. (1984). Recurrence of liquefaction at the same site, 8th World Conference on Earthquake Engineering.

Tena, A. (1997). El Macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995. Universidad de Colima, Gobierno del Estado de Colima, Sociedad mexicana de Ingeniería Sísmica.

Youd T. L., Green M., Powe M. Earthquake Basics Brief No.1 – Liquefaction, What it is and what to do about it, Earthquake Engineering Research Institute, http://www.eeri.org/EQ_Basics/Liq/LIQUEFAC.html

Youd, T. L. y Hoose S. N. (1978). Historic Ground Failures in Northern California Triggered by Earthquakes. U.S. Geological Survey Professional Paper 993.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA