



0123
10

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

IMPORTANCIA DEL FENÓMENO DE DILATACIÓN EN LA MAGNITUD DE LOS
DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEBIDOS A LICUACIÓN, UTILIZANDO EL
MODELO DEL BLOQUE DESLIZANTE

FRANCISCO JAVIER VILLEGAS RODRÍGUEZ

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

DIRECTOR DE TESIS:

DR. VÍCTOR M. TABOADA URTUZUÁSTEGUI

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D. F.

FEBRERO 2001

23



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDÍCE

<i>Agradecimientos</i>	1
<i>Dedicatoria</i>	2
<i>Resumen</i>	3
<i>Objetivos</i>	4
Capítulo 1. Introducción	5
Capítulo 2. Conceptos generales relacionados con los desplazamientos laterales	
2.1 Concepto de licuación	6
2.2 Fenómenos relacionados con la licuación	8
2.2.1 Falla de flujo	8
2.2.2 Desplazamientos laterales	8
2.2.3 Oscilación del suelo	9
2.2.4 Pérdida de capacidad de carga	11
2.2.5 Asentamientos	11
2.2.6 Incremento de las presiones laterales sobre muros de retención	11
2.3 Susceptibilidad de licuación de los suelos	11
2.4 Relación de vacíos crítica	12
2.5 Estado estable de deformación	13
2.5.1 Parámetro de estado	14
2.6 Comportamiento de arenas en carga monotónica	16
2.7 Comportamiento de arenas en carga cíclica	17
2.8 Resistencia cortante de un suelo arenoso en condiciones de licuación	19
2.9 Efecto de las condiciones geológicas y topográficas sobre la magnitud de los desplazamientos permanentes	21
2.9.1 Factores que influyen en la magnitud de los desplazamientos permanentes, de acuerdo a mediciones en campo	22
2.10 Factores que influyen en la magnitud de los desplazamientos permanentes, según modelación en centrifuga	25
2.11 Deformaciones permanentes debidas al fenómeno de licuación en un evento sísmico	27
2.11.1 Consecuencias de los desplazamientos laterales en las obras de ingeniería	27

2.12 Conclusiones	28
Capítulo 3. Métodos para evaluar desplazamientos laterales y comportamiento dilatante en arenas.	
3.1 Métodos empíricos	31
3.1.1 Método de Hamada	31
3.1.2 Método de Bartlett y Youd	31
3.2 Modelación en Laboratorio	33
3.2.1 Ensayes en mesa vibradora	33
3.2.2 Ensayes en centrífuga	33
3.3 Métodos analíticos y semiempíricos	34
3.3.1 Método del bloque deslizante	34
3.3.2 Método de Energía	34
3.3.3 Método de deformación plana	34
3.4 Dilatación en arenas	35
3.4.1 Evidencias de dilatación en laboratorio	37
3.4.2 Evidencias de dilatación en campo	40
3.4.3 Evidencias de dilatación en ensayos en centrífuga	47
3.5 Conclusiones	50
Capítulo 4. Modelos de comportamiento y mecanismos de deslizamiento propuestos.	
4.1 Comportamiento de desplazamientos laterales debidos a licuación como un bloque deslizante rígido	52
4.2 Modelos de comportamiento considerados en la técnica de análisis del bloque deslizante	54
4.2.1 Efecto de dilatación	55
4.3 Tipos de desplazamientos laterales analizados	63
4.3.1 Desplazamientos laterales en taludes confinados, infinitos	63
4.3.2 Desplazamientos laterales en taludes finitos	65
4.4 Tipo de excitación considerada en el análisis	68

4.5 Calibración de los modelos de comportamiento haciendo uso de resultados obtenidos en modelación en centrífuga	69
4.5.1 Modelación de desplazamientos laterales en centrífuga	69
4.5.2 Estudio analítico de la variación de desplazamientos laterales y deformación cortante en el tiempo	75
4.6 Análisis de sensibilidad en taludes confinados, infinitos	85
4.6.1 Efecto de la resistencia cortante de fluencia, τ_Y , en D_H	85
4.6.2 Efecto del espesor de licuación, H_L , en D_H	86
4.6.3 Efecto de los parámetros de dilatación, (γ_Y, M) , en D_H	88
4.6.4 Efecto del peso volumétrico del espesor de material potencialmente licuable, γ_T , en D_H	90
4.7 Análisis de sensibilidad en taludes finitos	92
4.7.1 Efecto del ángulo de inclinación del cuerpo del talud, β , en D_H	92
4.7.2 Efecto de la resistencia cortante de fluencia, τ_Y , en D_H	93
4.7.3 Efecto de la altura de superficie libre licuada, H_L , en D_H	95
4.7.4 Efecto de los parámetros de dilatación, (γ_Y, M) , en D_H	96
4.7.5 Efecto del peso volumétrico del espesor de material potencialmente licuable, γ_T , en D_H	100
4.8 Conclusiones	102

Capítulo 5. Predicción de desplazamientos laterales.

5.1 Desplazamientos Laterales en el Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, 1995	106
5.1.1 Sismología de la zona del Pacífico	107
5.1.2 Características del sismo de 1995	109
5.1.3 Estudios Geotécnicos	109
5.1.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales para el caso de Manzanillo	114
5.1.5 Predicciones Empíricas para el caso de Manzanillo	118
5.2 Desplazamientos laterales en Wildlife Site, Imperial County, California, EUA	119
5.2.1 Investigación de campo y laboratorio	119
5.2.2 Sismo de Superstition Hills, California, el 24 de Noviembre de 1987	120

5.2.3 Predicción analítica de desplazamientos laterales para el caso de Wildlife	121
5.2.4 Predicciones Empíricas para el caso de Wildlife	128
5.3 Desplazamientos laterales en Snow River Bridge, Alaska, 1964	128
5.3.1 Características tectónicas de Alaska	130
5.3.2 Ruptura de la falla	130
5.3.3 Sitio Snow River Bridge	131
5.3.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales del relleno de Snow River Bridge	132
5.3.5 Predicciones Empíricas para el caso de Snow River Bridge	134
5.4 Desplazamientos laterales en Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979	135
5.4.1 Características tectónicas, geológicas, e historia sísmica de Imperial Valley, California	135
5.4.2 Investigación de campo y registros de aceleración de Heber Road	136
5.4.3 Investigación de laboratorio	138
5.4.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales en Heber Road Site	139
5.4.5 Predicciones Empíricas para el caso de Heber Road Site	143
5.5 Desplazamientos laterales en Showa Bridge, Niigata, Japón, 1964	144
5.5.1 Epicentro, magnitud, e intensidad del sismo de Niigata, 1964	144
5.5.2 Características del movimiento sísmico de 1964	145
5.5.3 Medición de desplazamientos laterales en Niigata después del sismo de 1964	145
5.5.4 Desplazamientos laterales en Showa Bridge	145
5.5.5 Predicción analítica de desplazamientos laterales en Showa Bridge	147
5.5.6 Predicciones Empíricas para el caso de Showa Bridge	149
5.6 Resumen de resultados analíticos de casos historia	149
5.7 Conclusiones	157
Capítulo 6. Conclusiones generales.	159
Capítulo 7. Referencias.	162
Apéndice A. Programa LaSpre 1D	171

SIMBOLOGÍA

τ_{dil} = Resistencia cortante durante el fenómeno de dilatación.

τ_Y = Resistencia cortante de fluencia.

$\Delta\tau$ = Incremento de resistencia al cortante debido al fenómeno de dilatación.

$\Delta\gamma$ = Es el incremento de deformación cortante después de la deformación de fluencia, γ_Y .

γ_Y = Deformación cortante de fluencia.

γ_{dil} = Nivel de deformación cortante durante el fenómeno de dilatación.

γ = Deformación cortante en el tiempo.

M = Relación de dilatación = $\Delta\tau / \Delta\gamma$

m = Masa del bloque deslizante.

Δa = Incremento de aceleración de fluencia debido a dilatación.

ρ = Densidad del suelo analizado.

g = Aceleración de la gravedad.

γ_T = Peso unitario total del suelo licuado.

$\gamma_{eq.}$ = Peso unitario total equivalente del suelo licuado.

Z = Profundidad del espesor de suelo licuado definido en taludes infinitos.

α = Ángulo de inclinación del modelo en centrífuga.

α_{campo} = Ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento.

a = Aceleración del suelo.

a_Y = Aceleración de fluencia cuesta abajo (signo negativo) o cuesta arriba (signo positivo), cuando el bloque se considera totalmente sumergido.

a_{Ydilaf} = Aceleración de fluencia durante el fenómeno de dilatación.

$\sigma' = \gamma' * Z$ = Esfuerzo vertical efectivo en la base del bloque sumergido.

γ' = Peso volumétrico efectivo del suelo.

H = Altura de superficie libre potencialmente licuable (m).

β = Ángulo de inclinación del cuerpo de un talud con una superficie libre (grados).

k = Permeabilidad del suelo.

D_{50} = Tamaño de las partículas que representan el 50% en peso del suelo licuado.

D_r = Compacidad relativa.

r_U = Relación de exceso de presión de poro.

$a_{m\acute{a}x}$ = Amplitud de aceleración máxima (m/s^2).

f = Frecuencia de excitación.

N = Número de ciclos de excitación senoidal.

D_H = Desplazamiento lateral en superficie.

S = Asentamiento en superficie.

M_W = Magnitud momento de un sismo.

H_L = Espesor de suelo susceptible a licuación (m).

N^* = Resistencia SPT (golpes/pie) del estrato potencialmente licuable.

q_c = Resistencia de punta (CPT) del estrato potencialmente licuable.

σ'_{Medio} = Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad media del bloque analizado (kPa).

D_{HM} = Desplazamiento lateral medido en campo (m).

D_{HN} = Desplazamiento lateral definido con el modelo de resistencia cortante de fluencia Constante.

D_{HP} = Desplazamiento lateral definido con el modelo dilatante (m).

D_{HE} = Desplazamiento lateral definido empíricamente (Bartlett y Youd, 1992b).

$\tau_{Est.}$ = Cortante estático definido a una profundidad media del bloque analizado (kPa).

c = Porcentaje de finos que pasa la malla No 200 en peso.

G_{sg} = Gravedad específica de gruesos.

G_{sc} = Gravedad específica de finos.

e = Relación de vacíos.

e_{SS} = Relación de vacíos en el estado estable de deformación.

e_g = Relación de vacíos intergranular.

$V_g = 1 + e_g$ = Volumen específico intergranular.

$\psi = e - e_{SS}$ = Parámetro de estado.

V_{t+1} = Velocidad relativa en un tiempo $t+1$.

V_t = Velocidad relativa en un tiempo t .

Δa_t = Es la diferencia de aceleración entre la aceleración del suelo y la aceleración de fluencia en un tiempo t .

Δa_{t+1} = Es la diferencia de aceleración entre la aceleración del suelo y la aceleración de fluencia en un tiempo $t+1$.

Δt = Es el intervalo de tiempo de registro de un acelerograma.

X_{t+1} = Es el desplazamiento relativo en un tiempo $t+1$.

X_t = Es el desplazamiento relativo en un tiempo t .

DFA_{t+1} = Deformación angular en un tiempo $t+1$.

DEDICATORIAS

Llegar a la meta de cada una de las etapas que forman parte de nuestra vida como profesionistas significa sacrificar muchas cosas importantes; sin embargo, estos momentos nos engendran una satisfacción invaluable e indescriptible. Por permitirme equilibrar todo esto proveo gracias a Díos.

Dedico este trabajo de tesis a cada uno de los miembros de mi familia. A mi madre, por ocupar un lugar tan importante en mi vida, por escucharme y apoyarme incondicionalmente. A mi padre, por su apoyo sincero y orientación a la ingeniería civil. A mis hermanos Luis, José Ángel, Nena y Nallely, por comprender y apoyar mis decisiones. A mis sobrinos Oliver y Brenda por sus sonrisas limpias e inocentes.

A mi tía Celestina por su apoyo cordial, sincero e incondicional durante el tiempo que dedique a mis estudios de maestría.

Esta dedicación es muy importante como ella lo ha sido en mi superación como ser humano y como profesionista. Lina te agradezco por compartirme tus conocimientos y cualidades humanas, por tu comprensión y apoyo incondicional desde el momento que te conocí.

A mis amigos y compañeros, por compartirme parte de su tiempo.

AGRADECIMIENTOS

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (DEPFI, UNAM) por la oportunidad brindada para la realización de esta maestría.

Mis más sinceros agradecimientos al Dr. Víctor M. Taboada Urtuzuástegui, por su amistad, apoyo y orientación durante mis estudios en la DEPFI, y el tiempo que dedicó en dirigirme atinadamente este trabajo.

A los Drs. Miguel P. Romo Organista, Xiangyue Li Liu, José Raúl Flores Berrones, y Jorge Abraham Díaz Rodríguez, por sus comentarios y sugerencias en la realización del presente trabajo.

Resumen

En este estudio se investigan las evidencias más importantes de cada uno de los factores que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación; se definen las limitaciones de los métodos empíricos y analíticos existentes para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales. Lo anterior nos lleva a proponer un modelo matemático basado en las evidencias del comportamiento esfuerzo-deformación cortante de las arenas durante el fenómeno de licuación.

Con base en la trascendencia que mostraron algunos factores en este fenómeno, se utiliza el modelo del bloque deslizante, además, se establecen posibles mecanismos de desplazamientos aplicables en la práctica, y se exponen expresiones matemáticas que nos permiten calcular las aceleraciones de fluencia en función de las propiedades físicas y mecánicas del depósito de suelo analizado, así como de las condiciones topográficas que prevalecen en el sitio.

Para dar versatilidad a los modelos definidos, estos se introducen en un software desarrollado en la presente tesis, el cual es calibrado con resultados de ensayos en centrífuga en modelos de arena, realizados especialmente para estudiar el fenómeno de los desplazamientos laterales. Finalmente, para verificar la confiabilidad de los modelos y software propuestos, abordaremos algunos casos reales, especialmente el presentado en el puerto de Manzanillo, México, durante el sismo del 9 de octubre de 1995 con $M_w=8.0$ y el caso historia de desplazamientos laterales presentado en Wildlife, Imperial County, California, durante el sismo de Superstition Hills en 1987. Se adicionan algunos otros casos historia de desplazamientos laterales con el objetivo de definir correlaciones entre parámetros de cálculo y enfocarlás a aplicaciones prácticas. Lo planteado en este trabajo nos ayudará a tomar una decisión en la factibilidad de uso del terreno o en su caso nos apoyará en el diseño sísmico de la subestructura y superestructura de edificaciones en zonas costeras de nuestro país.

Objetivos

- Analizar los factores que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales permanentes debidos a licuación, así como las evidencias del comportamiento esfuerzo-deformación cortante durante el fenómeno de licuación, incluyendo la influencia del fenómeno de dilatación cíclica, con el objetivo de proponer un modelo representativo de comportamiento, para que posteriormente sea calibrado con resultados de modelación de desplazamientos laterales en centrífuga, el cual es aplicado a algunos casos históricos de desplazamientos laterales; y poder postular una metodología para evaluar desplazamientos laterales debidos a licuación.
- Aportar un software amigable que permita realizar un análisis de predicción de desplazamientos laterales debidos a licuación de un lugar específico, lo cual nos ayudará a tomar una decisión en la factibilidad de uso del terreno (desplazamientos excesivos) o en su caso realizar un mejoramiento del suelo, o si los desplazamientos fuesen limitados, el conocimiento de la magnitud de los desplazamientos nos apoyará en el diseño sísmico de la subestructura y superestructura de edificaciones en zonas costeras de nuestro país.

1. Introducción.

La predicción de deformaciones laterales permanentes ha sido un problema muy difícil de tratar en la ingeniería geotécnica; los daños que han resultado de los desplazamientos laterales inducidos por el fenómeno de licuación han sido de gran trascendencia durante muchos años, por tal motivo ha surgido la necesidad de investigar acerca de ellos. Los métodos existentes para la evaluación de los desplazamientos laterales se pueden dividir en tres categorías, métodos empíricos, métodos analíticos y modelación en centrífuga, en lo que respecta a los primeros, Hamada et al. (1986), realizó una extensa recopilación de datos geotécnicos y topográficos como factores determinantes en la magnitud de los desplazamientos laterales observados después de los sismos presentados en Niigata (1964), San Fernando (1971) y Nihonkai-Chubu en 1983; Bartlett y Youd (1992) desarrollaron un modelo empírico para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales inducidos por licuación; sin embargo, estos no proporcionan resultados razonables en muchos casos reales como se presenta en esa tesis; los métodos analíticos han sido los menos usados en la predicción de los desplazamientos laterales, principalmente el método del bloque deslizante de Newmark (Newmark, 1965); sin embargo, Baziar (1992) lo aplica sin considerar algunos conceptos importantes que actualmente se han observado en el comportamiento esfuerzo-deformación cortante de las arenas en condiciones de licuación. La modelación en centrífuga ha sido esencial en mejorar nuestra comprensión del fenómeno de licuación y todos los fenómenos relacionados con éste; sin embargo, es bastante difícil usar un equipo de esta naturaleza en la práctica profesional cotidiana.

Debido a las deficiencias que presentan los métodos existentes para evaluar desplazamientos laterales, en este trabajo se estudian los factores protagonistas del fenómeno de los desplazamientos laterales y se define un modelo matemático que nos permite simular el comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas durante el fenómeno de licuación, éste surge de las evidencias del comportamiento de las arenas, tanto de campo, laboratorio y de ensayos en centrífuga; con base en lo anterior, se define utilizar el método del bloque deslizante, utilizando una técnica de doble integración de los acelerogramas obtenidos en campo, en estudios de riesgo sísmico o idealizados de acuerdo a las condiciones geológicas del sitio en estudio; además, se exponen expresiones matemáticas que nos permiten calcular las aceleraciones de fluencia en función de las propiedades físicas y mecánicas del depósito de suelo analizado, así como de las condiciones topográficas que prevalecen en el sitio. Para dar versatilidad al modelo definido, éste se analiza por medio de un software realizado en la presente tesis, el cual es calibrado con resultados de ensayos en centrífuga en modelos de arena limpia de Nevada con compacidad relativa de 40%-45%, altura prototipo de 10 m, ensayados a una aceleración de 50g, todos estos realizados por Taboada (1995) en Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), finalmente para verificar la capacidad del modelo y software propuestos, abordaremos algunos casos reales presentados en sitios con diferentes condiciones, especialmente el caso de desplazamientos laterales presentado en el puerto de Manzanillo, México durante el sismo del 9 de octubre de 1995 con $M_w = 8.0$ y el caso historia de desplazamientos laterales presentado en Wildlife, Imperial County, California, durante el sismo de Superstition Hills en 1987.

CAPÍTULO 2.

CONCEPTOS GENERALES RELACIONADOS CON LOS DESPAZAMIENTOS LATERALES.

2. Conceptos generales relacionados con los desplazamientos laterales.

En este capítulo se dará una visión general de los conceptos relacionados con el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación. Además, se analizan los factores más importantes que gobiernan el fenómeno de desplazamientos laterales, de acuerdo a evidencias de campo y laboratorio. Finalmente, se resumen algunos daños que han causado los excesivos desplazamientos experimentados en las obras de ingeniería cimentadas en suelos susceptibles a licuación.

2.1 Concepto de licuación.

La licuación es un fenómeno en el cual la resistencia y la rigidez de suelos granulares se ve reducida por la actividad de un sismo o por efectos de cargas dinámicas. La licuación ocurre en suelos saturados, en los cuales el espacio entre las partículas individuales está ocupado por agua, ésta ejerce una presión sobre las partículas de suelo que influye como tensión en las partículas mismas; antes de un sismo, la presión del agua es relativamente baja, sin embargo, la excitación del sismo puede causar que la presión del agua incremente a un punto donde las partículas del suelo pueden fácilmente moverse unas con respecto a otras.

Para entender el fenómeno de licuación, es importante reconocer las condiciones que existen en un depósito de suelo antes de un evento sísmico. Un depósito de suelo consiste en un conjunto de partículas; si nosotros observáramos atentamente a esas partículas, pudiéramos ver que cada partícula está en contacto con un número de partículas vecinas, ver figura 2.1. El peso sumergido de las partículas produce fuerzas de contacto entre ellas, esas fuerzas permiten la formación de una estructura y proporcionan la resistencia del suelo en conjunto como se idealiza en la figura 2.2.

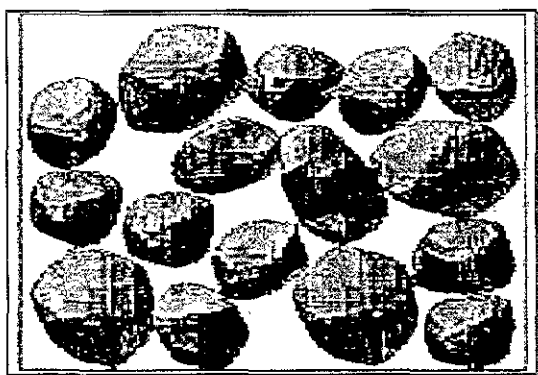


FIGURA 2.1 Conjunto de partículas de un depósito de suelo.

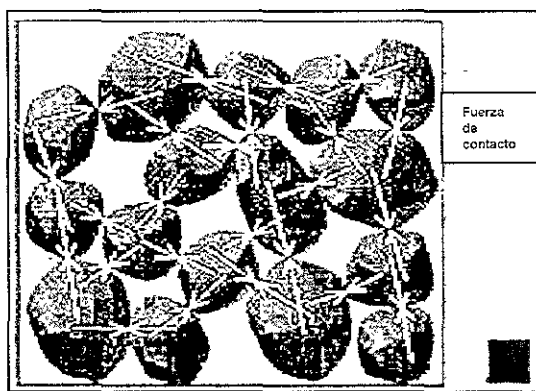


FIGURA 2.2 La longitud de las flechas representa la magnitud de las fuerzas de contacto entre las partículas de suelo antes de que ocurra el fenómeno de licuación

La licuación ocurre cuando la estructura de una arena suelta y saturada colapsa a la sollicitación de ondas sísmicas, principalmente ondas cortantes. Debido a que la estructura ha colapsado, las partículas de suelo tienden a compactarse, intentando formar una configuración más densa. En un sismo, sin embargo, no se tiene tiempo suficiente para que

el agua existente en los poros del suelo sea desalojada. El concepto tiempo en este caso depende de la permeabilidad del suelo, del tipo y porcentaje de finos y las condiciones de drenaje definidas por la estratificación. Por tanto, la salida del agua se restringe y evita que las partículas de suelo se muevan; esto conlleva a un incremento en la presión de poro y consecuentemente la disminución de las fuerzas de contacto entre las partículas de suelo, de esta manera disminuye la resistencia del depósito de suelo.

En la figura 2.3, se observa cómo la magnitud de las fuerzas de contacto se reducen debido a las altas presiones de poro. En un caso extremo, la presión de poro llega a ser tan alta que muchas de las partículas de suelo pierden contacto entre ellas; en tal acontecimiento, el suelo tendrá poca resistencia y su comportamiento será similar al de un líquido y se alejará al de un sólido, de aquí surge la denominación de este fenómeno como *licuación* (Terzaghi, 1943; Florin e Ivanov, 1961). Youd y Perkins (1987), describen al fenómeno de licuación como aquél que ocurre en materiales granulares sueltos saturados con SPT en el rango de 2-10 golpes por pie.

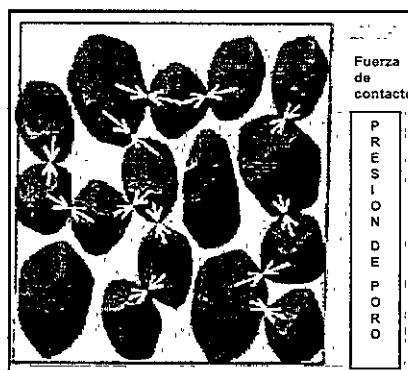


FIGURA 2.3 Fuerzas de contacto reducidas entre las partículas de suelo durante el fenómeno de licuación.

La licuación, en general es un proceso por medio de cual los sedimentos localizados debajo del nivel del agua pierden temporalmente su resistencia y su comportamiento es como el de un líquido. Los tipos de sedimentos con mayor susceptibilidad a licuación, son los depósitos de arena limosos, ocasionalmente, puede presentarse licuación en materiales gravosos.

En las condiciones de licuación, el suelo puede deformarse con pequeña resistencia cortante; grandes deformaciones pueden causar daño a edificios y a otras estructuras, éstas son llamadas fallas del suelo. La facilidad con la que el suelo puede ser susceptible al fenómeno de licuación, depende principalmente de las condiciones de densidad del suelo, la cantidad de material cementante o arcilla existente entre las partículas, tamaño y forma de las partículas, origen del depósito, etc. El nivel de deformación del suelo durante la licuación depende de la compacidad del material, la profundidad, espesor, extensión del área de la capa licuada, de la pendiente superficial del suelo, etc.

La licuación no ocurre al azar, pero es restringida por ciertas condiciones geológicas e hidrológicas que rodean al depósito. Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son, los sedimentos más jóvenes (menores de 10,000 años) y sueltos con niveles de agua

superficiales, entre ellos podemos mencionar deltas, ríos, planicies, depósitos eólicos y rellenos pobremente compactados. Los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactados, tienen poca susceptibilidad a licuación.

2.2 Fenómenos relacionados con la licuación.

El fenómeno de licuación por sí solo no refleja un efecto trascendental a simple vista; es decir, deben existir ciertas condiciones que exterioricen la magnitud de daño que puede ocasionar este fenómeno. Generalmente, la licuación se manifiesta en algunos tipos de fenómenos resultantes de ella, los cuales se desarrollan en función de ciertas condiciones externas. Entre estos fenómenos podemos mencionar, falla de flujo, *desplazamientos laterales*, oscilación del suelo, pérdida de capacidad de carga, asentamientos, e incremento de la presión lateral sobre muros de retención, etc.

2.2.1 Falla de flujo.

La licuación de flujo o falla de flujo, es uno de los efectos más dramáticos comprendidos en el fenómeno de licuación. Ésta puede ocurrir cuando la resistencia cortante en estado de licuación (estado estable o resistencia residual) es menor que el esfuerzo cortante estático existente en la masa de suelo. Cuando se producen grandes deformaciones por licuación de flujo, ésta será controlada por el esfuerzo cortante estático. Los esfuerzos cíclicos pueden simplemente llevar al suelo a un estado inestable en el cual su resistencia disminuye lo suficiente para permitir que el esfuerzo cortante estático produzca la falla de flujo. La falla de flujo se desarrolla generalmente en arenas saturadas sueltas o limos sobre taludes con inclinaciones mayores a tres grados.

Las fallas de flujo se caracterizan por su manera natural tan repentina que genera su origen, además, de su velocidad con la que ésta se desarrolla y la gran distancia sobre la cual los materiales licuados se mueven subsecuentemente. Algunos ejemplos de fallas de flujo se pueden observar en la figura 2.4 (la presa de San Fernando) y la figura 2.5 (falla de flujo del lago Merced en San Francisco).

2.2.2 Desplazamientos laterales.

Las deformaciones laterales se reflejan como *desplazamientos laterales* de bloques superficiales de suelo. Los desplazamientos ocurren en respuesta de una combinación de fuerzas gravitatorias y fuerzas de inercia generadas por un sismo. Este fenómeno puede ocurrir en depósitos con taludes muy suaves o casi horizontales (menores de tres grados) adyacentes a cuerpos de agua o en taludes con superficie libre. El suelo desplazado generalmente falla internamente causando fisuras, agrietamientos, e inclinaciones para formar una superficie de falla. Los desplazamientos laterales comúnmente destruyen cimentaciones de edificios construidos sobre el área de influencia de las fallas desarrolladas o simplemente deslizamientos hacia los cuerpos de agua. Algunas evidencias históricas de desplazamientos laterales permanentes, se observan en la figura 2.6, desplazamiento lateral del suelo hacia el río Matagua en el país de Guatemala en 1976, y en la figura 2.7, se muestra un desplazamiento lateral del puente Showa en Niigata en 1964.

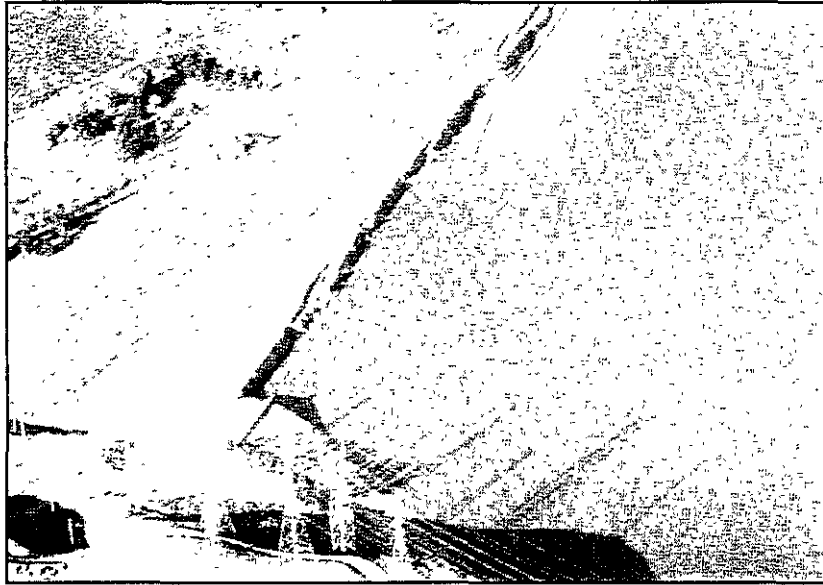


FIGURA 2.4 Falla por licuación de la presa San Fernando en el talud aguas arriba en el sismo de 1971 en San Fernando (Cortesía de Kramer, 1996).



FIGURA 2.5 Un pequeño efecto de falla de flujo a lo largo de la costa del Lago Merced en San Francisco en 1957 (Cortesía de Kramer, 1996).

2.2.3 Oscilación del suelo.

Cuando la superficie del suelo es horizontal o el talud es demasiado suave para producirse desplazamientos laterales, la licuación a profundidad podría separar una capa de suelo, permitiendo que el suelo más superficial oscile, en forma de ondas o abanicos (figura 2.8). Esas oscilaciones son acompañadas por apertura y cerramiento de fisuras, y fracturas de estructuras rígidas tales como pavimentos y tuberías.



FIGURA 2.6 Desplazamiento lateral del valle hacia el río Montagua en el sismo de Guatemala en 1976. Se observan grietas en la superficie del suelo paralelas a la orilla del río (Cortesía de Kramer, 1996).

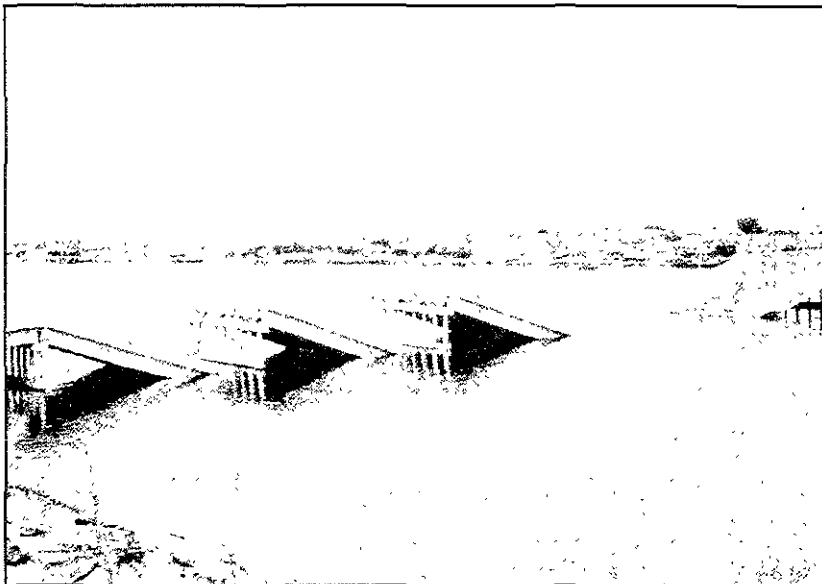


FIGURA 2.7 Se muestra el puente Showa después del sismo de Niigata en 1964. Desplazamientos laterales causados en las pilas de cimentación del puente, se movieron y giraron lo suficiente para que el puente fallara en un instante (Cortesía de Kramer, 1996).



FIGURA 2.8 Hundimiento en arena cerca de Niigata Japón, después del sismo en 1964 (Cortesía de Kramer, 1996).

2.2.4 Pérdida de capacidad de carga.

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura, sufre licuación y pérdida de resistencia, pueden ocurrir grandes deformaciones dentro de la masa de suelo permitiendo que la estructura se asiente y rote; por ejemplo, muchos edificios sufrieron asentamientos excesivos por pérdida de capacidad de carga durante el sismo de 1964 en Niigata, Japón.

2.2.5 Asentamientos.

En muchos casos, el peso de la estructura no es lo suficientemente grande para causar grandes asentamientos asociados con la falla por capacidad de carga descrito arriba; sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos como resultado de la disipación de poro y como consecuencia la consolidación del suelo después del sismo. Estos asentamientos podrían causar daños; sin embargo, éstos son menores que los producidos por los fenómenos de falla de flujo, desplazamientos laterales, y capacidad de carga.

2.2.6 Incremento de las presiones laterales sobre muros de retención.

Sí el suelo que se encuentra detrás de los muros se licua, las presiones laterales sobre éstos pueden incrementarse considerablemente. Como resultado, los muros pueden ser desplazados lateralmente, girados, o sufrir falla estructural, como se ha sido observado en muelles durante diferentes eventos sísmicos.

2.3 Susceptibilidad de licuación de los suelos.

El hecho de que un depósito de suelo sea o no susceptible a licuación no significa que sea necesaria la presencia de un sismo para que ésta se presente, es decir, para que ocurra licuación se requiere un fuerte disturbio. Sí el suelo es susceptible a licuación, el inicio de licuación y sus efectos deberán ser estudiados, para esto existen varios criterios que para el estudio de susceptibilidad deben tomarse en cuenta, estos criterios son los siguientes: histórico, geológico y de composición, etc.

Criterio histórico, la mayoría de la información sobre el comportamiento de la licuación se ha obtenido en investigaciones de campo después de la presencia de importantes eventos sísmicos, las cuales muestran que la licuación frecuentemente ocurre en las mismas localizaciones cuando las condiciones del suelo y agua permanecen sin cambio (Youd y Wieczorek, 1984). De esta manera, los casos históricos de licuación pueden usarse para identificar condiciones generales o lugares específicos que pueden ser susceptibles a licuación en presencia de futuros eventos sísmicos.

Criterio geológico, los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación tienen características geológicas parecidas (Youd, 1991). Las condiciones hidrológicas, ambientales, así como la edad del depósito, contribuyen a la susceptibilidad a licuación de un depósito de suelo (Youd, 1977). Los procesos geológicos que generan suelo con partículas de tamaño de grano uniforme y en estado suelto, producen depósitos de suelo con alta susceptibilidad a licuación. La susceptibilidad en depósitos antiguos es generalmente menor que la susceptibilidad presentada por los depósitos nuevos, esto podría fundamentarse en la diferencia existente en el grado de consolidación de ambos depósitos.

Criterio de composición, este aspecto se refiere al tamaño, forma y graduación de las partículas. Para el desarrollo de licuación se requiere de la presencia del exceso de presión de poro, por lo que la susceptibilidad a licuación está influenciada por las características de composición del suelo, ya que éstas influyen en el comportamiento del cambio de volumen. Por lo que se puede decir que los suelos con características de composición que desarrollen altos cambios de volumen, se asocian a una alta susceptibilidad a licuación. Aunado a esto podemos mencionar lo siguiente, el tamaño de los granos influye en la licuación ya que esta se ha presentado en el campo, en presencia de grava (Coulter y Miglaccio, 1966; Youd, 1985; Yegian et al, 1994), como en laboratorio (Wong et al, 1975; Evans y Seed, 1987). La susceptibilidad a licuación se ve también influenciada por la graduación del material, ya que los suelos bien graduados son generalmente menos susceptibles que los mal graduados, debido a que los vacíos en las partículas grandes y pequeñas en suelos bien graduados producen un menor potencial de volumen bajo condiciones drenadas, y por otro lado, se presentan bajos excesos de presión de poro bajo condiciones no drenadas. La forma de las partículas también tienen gran influencia en la susceptibilidad a licuación, suelos con partículas de forma redondeadas son menos densos que los suelos con partículas de forma angular, es por ello que en los primeros existe mayor susceptibilidad a licuación que en los suelos con partículas angulares. Sin embargo, suelos con igual compacidad relativa, su susceptibilidad a licuación disminuye con la angulosidad de las partículas.

2.4 Relación de vacíos crítica.

En trabajos iniciales sobre resistencia al corte de suelos, Casagrande (1936) desarrolló ensayos triaxiales drenados a deformación controlada en especímenes de arena suelta y densa. En la figura 2.9, se muestran resultados obtenidos en muestras ensayadas a niveles de presión de confinamiento y densidad similares. En los resultados se observa que inicialmente los especímenes sueltos se contraen o se densifican durante el ensayo, y los especímenes densos, inicialmente se contraen, pero después rápidamente comienzan a dilatarse.

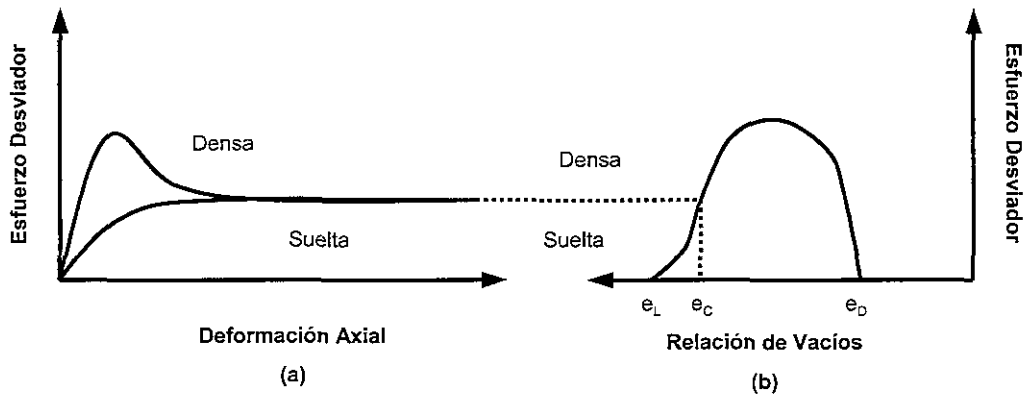


FIGURA 2.9 (a) Esfuerzo deformación y (b) curva esfuerzo desviador - relación de vacíos para arenas sueltas y densas con la misma presión de confinamiento.

A grandes deformaciones todos los especímenes se aproximan a una densidad y resistencia correspondientes a la de una arena en estado suelta, por lo cual la relación de vacíos así definida se denomina *relación de vacíos crítica*. Un criterio más refinado fue desarrollado por Gonzalo Castro (1969), quien propuso ensayos triaxiales no drenadas a esfuerzos controlados. Los resultados de estos ensayos mostraron, cómo la relación de vacíos crítica se relaciona únicamente con la presión efectiva de confinamiento, llamando a este lugar geométrico *línea de relación de vacíos crítica (CVR)*, figura 2.10.

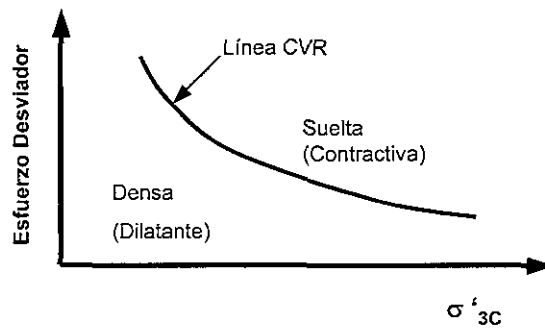


FIGURA 2.10 La línea CVR es una frontera entre el estado de contracción de una arena suelta y el estado de dilatación de una arena densa.

2.5 Estado estable de deformación.

A grandes deformaciones, la estructura original del material se ha perdido y ésta adquiere una estructura de flujo donde la masa de suelo se deforma continuamente a volumen, esfuerzo normal efectivo, esfuerzo cortante, y velocidad constantes; a este estado de deformación se ha llamado *estado estable de deformación* (Poulos, 1981). De esta manera, para un material determinado, a cada relación de vacíos le corresponde un valor único de resistencia al alcanzar este estado, lo cual permite definir una línea de resistencia en el estado estable ensayando especímenes formados con distintas compacidades. A la línea así

formada, se le conoce como línea del estado estable (LEE), o steady-state line (SSL), y tiene la característica de ser única. Se ha observado que esta línea tiene una expresión logarítmica dada por:

$$e_{ee} = \Gamma - \lambda_{ee} \ln(p') \quad (2.01)$$

Donde:

e_{ee} = Relación de vacíos en el estado estable.

Γ = Valor de e_{ee} para $p' = 1 \text{ kg/cm}^2$.

λ_{ee} = Pendiente de la línea en el estado estable.

p' = Esfuerzo efectivo normal octaédrico.

Desde que la condición del estado estable de deformación es alcanzada a grandes deformaciones, después el efecto de las condiciones iniciales tales como la estructura del suelo, esfuerzos e historia de deformaciones, y condiciones de carga han sido olvidadas, la presión de confinamiento efectiva en un elemento de suelo en estado estable de deformación depende solamente de la densidad del suelo. Sin embargo, Poulos (1985) señala que la pendiente de línea del estado estable es afectada principalmente por la forma de las partículas del suelo, mientras que la posición vertical de ésta es afectada por la distribución de los granos. Estudios más recientes a los anteriores Vaid et al. (1990), Konrad (1990a y 1990b), y Vaid y Thomas (1995) indican que la línea del estado estable puede ser influenciada por la modalidad del ensaye y la presión efectiva de confinamiento. Por otro lado, Kramer (1989) mostró que el fenómeno del estado estable es muy sensible con la incertidumbre de la magnitud de los parámetros y que la resistencia en estado estable debe reducirse significativamente para disminuir la probabilidad de sobrestimar la resistencia en el estado estable a un valor aceptablemente bajo.

La línea de puntos que describen la relación entre la relación de vacíos y la presión de confinamiento efectiva en un estado estable de deformación es llamada *línea del estado estable (LEE)*, en su forma más general, la curva LEE o SSL puede verse como una curva en tres dimensiones $e-\sigma'-\tau$ (figura 2.11). La línea SSL es útil para identificar las condiciones bajo las cuales un suelo particular puede o no ser susceptible a la licuación de flujo (figura 2.12). Los suelos cuya localización es por debajo de la línea SSL no son susceptibles a la licuación de flujo, y un suelo que se ubica por arriba de la línea SSL será susceptible a la licuación de flujo solamente si el esfuerzo cortante estático excede la resistencia del estado estable o residual. También esta curva puede ser utilizada para evaluar la resistencia al cortante de un suelo en condiciones de licuación.

2.5.1 Parámetro de estado.

Usando conceptos de mecánica de suelos del estado crítico, el comportamiento de suelos friccionantes debe relacionarse más estrechamente con la proximidad del estado inicial a la línea del estado estable que con medidas absolutas de densidad (Porooshab y Roscoe, 1961), es decir, suelos localizados a una misma distancia desde la línea del estado estable deberán exhibir comportamientos similares. Usando esta lógica, un parámetro de estado (Been y Jeffries, 1985) puede definirse como:

$$\Psi = e - e_{SS} \quad (2.02)$$

Donde e_{SS} es la relación de vacíos de la línea del estado estable a una presión de confinamiento efectiva de interés (figura 2.13). Cuando el parámetro de estado es positivo, el suelo exhibe un comportamiento contractivo y puede ser susceptible a licuación de flujo, cuando es negativo, un comportamiento de dilatación ocurrirá y el suelo no será susceptible a licuación de flujo.

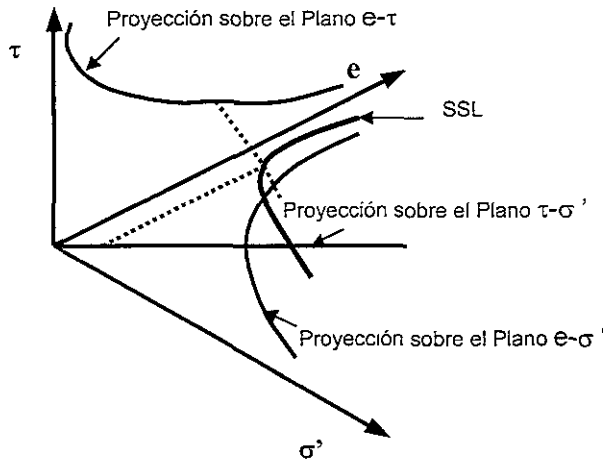


FIGURA 2.11 Línea del estado estable en tres dimensiones mostrando las proyecciones sobre el plano $e - \tau$, plano $e - \sigma'$ y el plano $\tau - \sigma'$.

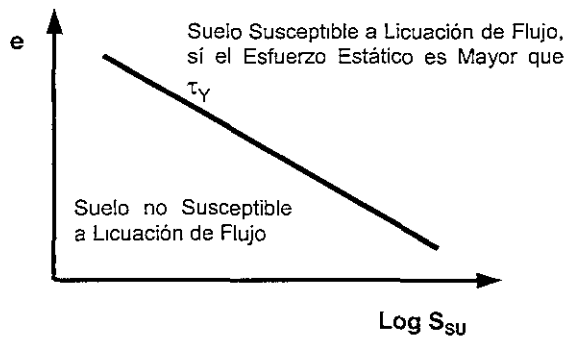


FIGURA 2.12 Criterio de estado para medir la susceptibilidad de licuación de flujo. Los suelos con combinación de densidad inicial y condiciones de esfuerzo que se localizan arriba de la línea SSL son susceptibles a licuación de flujo cuando la resistencia del cortante estático es mayor que la resistencia del estado estable. La condición inicial ubicada bajo la línea SSL no es susceptible a la licuación de flujo.

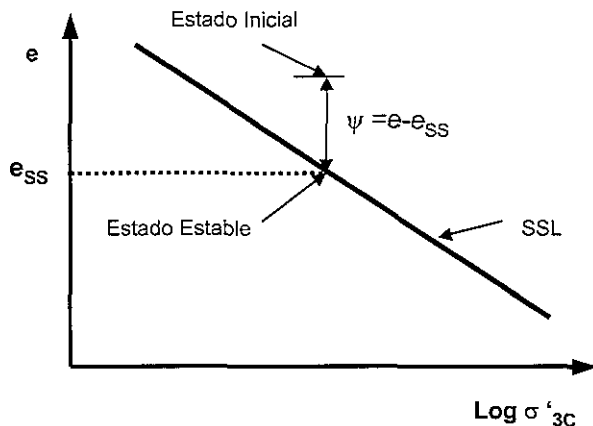


FIGURA 2.13 Parámetro de Estado.

2.6 Comportamiento de arenas en carga monotónica.

El comportamiento no drenado de arenas bajo carga monotónica puede caracterizarse en términos de tres regiones en el diagrama de estado (Alarcón-Guzmán, 1988), tal como se muestra esquemáticamente en la figura 2.14a. Primeramente, existe una región en el diagrama de estado en la que exhibe una marcada tendencia a perder la rigidez con la deformación; es decir, luego de alcanzar el pico de resistencia, el material sufre deformaciones de flujo hasta alcanzar el estado estable. A esta región se le llama, región de ablandamiento con la deformación. Las probetas D, E, y F del esquema, cuyas TEE (trayectorias de esfuerzos efectivos) se pueden apreciar en la figura 2.14b, presentan el comportamiento de tal región, al cual se le conoce como comportamiento contractivo.

Luego se tiene una región de transición donde la resistencia de las probetas disminuye después de sobrepasar un máximo; posteriormente, cuando se han acumulado deformaciones relativamente grandes, vuelve a ganar resistencia mientras se va reduciendo la presión de poro, lo que es una manifestación de las tendencias dilatantes del espécimen. Este es el caso de los especímenes en B y en C, (figura 2.14b), cuya TEE cambia de dirección al disminuir la presión de poro. A la línea que une el origen del espacio p' - q y a el punto de cambio de dirección de la TEE (figura 2.14b) se le ha llamado línea de transformación de fase (Ishihara et al, 1975).

Finalmente, existe también una región donde los especímenes exhiben solamente endurecimiento con la deformación. Las tendencias dilatantes prevalecen en el comportamiento, lo que resulta en una disminución en la presión de poro. Tal es el caso del espécimen en A, cuya TEE presenta un cambio de dirección a la derecha al encontrar la envolvente del estado estable (ver figura 2.14b), a la que se ha llamada envolvente de falla. Las TEE de los especímenes en esta región no presenta ningún pico de resistencia máxima.

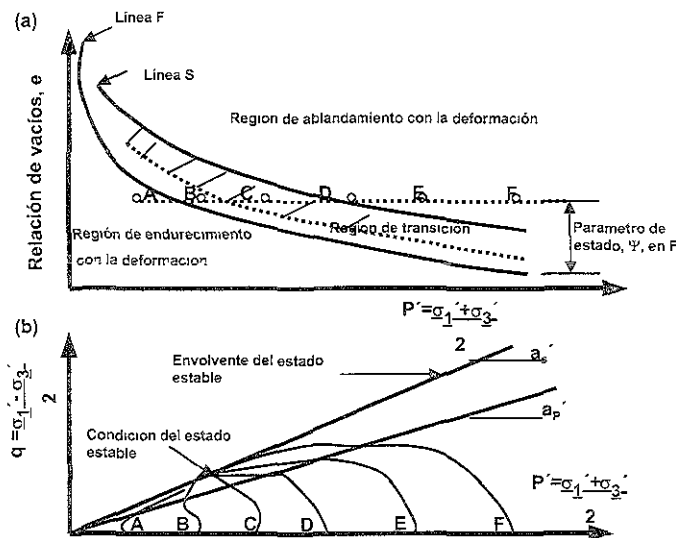


FIGURA 2.14 Comportamiento no drenado de arenas en cargas monotónicas. (a) Regiones en el diagrama de estado, (b) Trayectorias de esfuerzos efectivos (Alarcón-Guzmán, 1988).

2.7 Comportamiento de arenas en carga cíclica.

Durante muchos sismos la mayor parte de las deformaciones en el suelo pueden atribuirse a la propagación vertical de las ondas de corte viajando desde los estratos profundos hasta los más someros. De tal forma que se puede visualizar un elemento de suelo sujeto a una serie de deformaciones cíclicas que cambian de dirección durante un sismo. Si la superficie del terreno es aproximadamente horizontal, entonces antes del sismo no existen esfuerzos cortantes en el plano horizontal. Durante el sismo, el esfuerzo normal en este plano permanece constante mientras se inducen esfuerzos cortantes cíclicos debidos al movimiento del terreno (Seed y Lee, 1966). Para simular esto en ensayos triaxiales, a partir de un estado final de la consolidación, el espécimen se somete a un tren o señal de esfuerzos cíclicos verticales que tienen una amplitud y frecuencia determinada. Estas señales pueden ser: reversibles (cuando los esfuerzos cíclicos son de compresión y de extensión alternativamente), no reversibles (cuando los esfuerzos cíclicos son todos de compresión) e intermedia (cuando los esfuerzos cíclicos son todos de compresión y en los valles de cada ciclo se alcanza la condición de esfuerzo cortante nulo).

En carga cíclica el parámetro de comportamiento dominante ha sido la resistencia a la ocurrencia de los siguientes eventos: el fenómeno de la falla por deformaciones de flujo o falla fluida (Castro, 1975), es decir, la falla que se produce por el colapso de la estructura y conduce al flujo en el estado estable; y el alcance de un nivel prefijado de deformación (Seed y Lee, 1966). Esta resistencia se ha medido por la relación entre el número de ciclos, N , en que se alcanza cualquiera de estos eventos, y la amplitud de carga cíclica. Al igual que en carga estática, la resistencia al colapso de la estructura en carga cíclica está gobernada principalmente por la estructura inicial de la probeta, la cual está dada por el método de formación del espécimen y, como consecuencia de lo anterior, por su densidad o compacidad inicial. El comportamiento a deformaciones relativamente grandes, al alcanzar el estado estable, está influenciado por: la compacidad inicial de la probeta, por el patrón de carga cíclica y su frecuencia, y por la historia de esfuerzo de consolidación.

Las probetas de arena pueden exhibir un comportamiento contractivo o un comportamiento con tendencia dilatante, según su estado inicial. Castro (1975) y Castro y Poulos (1977) clasificaron el tipo de falla de arenas saturadas en cargas cíclicas de la siguiente manera:

1. Licuación: para identificar la falla fluida que se obtiene al ensayar probetas contractivas.
2. Movilidad cíclica: para identificar el fenómeno de deformación progresiva sin colapso que presentan las probetas dilatantes al ser ensayadas con carga cíclica.

Actualmente el concepto de movilidad cíclica se ha refinado y estandarizado (Kramer, 1996). La movilidad cíclica se define como un fenómeno que puede producir grandes deformaciones permanentes inaceptables durante un evento sísmico. En contraste con la licuación de flujo o falla de flujo, la movilidad cíclica ocurre cuando la resistencia cortante de fluencia o residual es mayor que el esfuerzo cortante estático en la masa de suelo. Las deformaciones producidas por fallas de movilidad cíclica se desarrollan subsecuentemente

durante el evento sísmico, las cuales suelen disminuir por el fenómeno de dilatación de los materiales, después de un cierto nivel de deformación cortante.

Las deformaciones producidas por el fenómeno de movilidad cíclica son controladas por los esfuerzos cortantes cíclicos y estáticos; la susceptibilidad de la movilidad cíclica depende del estado de esfuerzos inicial del suelo en términos de la relación de vacíos y la presión efectiva de confinamiento. La movilidad cíclica puede ocurrir tanto en suelos sueltos o densos, a pesar de que el estado inicial se encuentre arriba o debajo de la proyección de SSL (relación de vacíos–presión efectiva de confinamiento). Sin embargo, la movilidad cíclica puede desarrollarse cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia cortante en el estado estable. Así, la susceptibilidad a la movilidad cíclica está definida por la zona sombreada de la figura 2.15b, debajo del punto de estado estable. Esta región fue definida de la siguiente manera; en la figura 2.15a se expone la trayectoria de esfuerzos de cinco ensayos de corte no drenado. Tres especímenes (C, D, y E) fueron ensayados a cargas mayores que su resistencia residual, y experimentaron licuación de flujo. La línea recta que une a los puntos donde se inicio la licuación de flujo y el origen es llamada como superficie de licuación de flujo “Flow Liquefaction Surface” (FLS). Cuando la licuación de flujo no se presenta (sí el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia en el estado estable), la línea FLS es truncada por una línea horizontal a través del punto de estado estable.

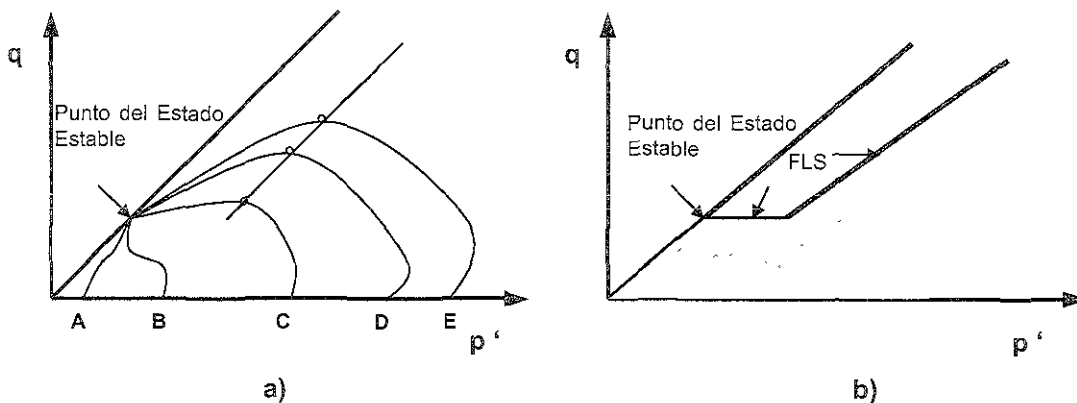


FIGURA 2.15 Zona de susceptibilidad a movilidad cíclica (Kramer, 1996).

Movilidad cíclica puede ocurrir cuando una combinación de condiciones iniciales y carga cíclica exceden temporalmente la resistencia en el estado estable, o cuando la trayectoria de esfuerzos alcanza la envolvente de falla no drenada como se muestra en la figura 2.16. Tres combinaciones de condiciones iniciales y de carga cíclica generalmente producen movilidad cíclica, la primera, ilustrada en la figura 2.16 (a), ocurre cuando $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} > 0$ (no hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cíclico}} < \tau_Y$ (no excede la resistencia del estado estable o resistencia de fluencia). En este caso la trayectoria de esfuerzos efectivos se mueve hacia la izquierda hasta alcanzar la envolvente de falla drenada.

La segunda condición (figura 2.16 b) ocurre cuando el $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} > 0$ (no hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cíclico}} > \tau_Y$ (excede momentáneamente la resistencia del estado estable). Otra vez, la carga cíclica hace que la trayectoria de esfuerzos efectivos se mueva hacia la izquierda; y tercera condición, es aquella en la cual el $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} < 0$ (hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cíclico}} < \tau_Y$ (no excede la resistencia del estado estable). En este caso (figura 2.16 c) los cambios de los esfuerzos cortantes en cada ciclo incluyen cargas de compresión y de extensión; experiencias experimentales (Dobry et al. 1982; Mohamad y Dobry, 1986). A diferencia de la licuación de flujo, no hay un punto definido en el cual la movilidad cíclica inicia.

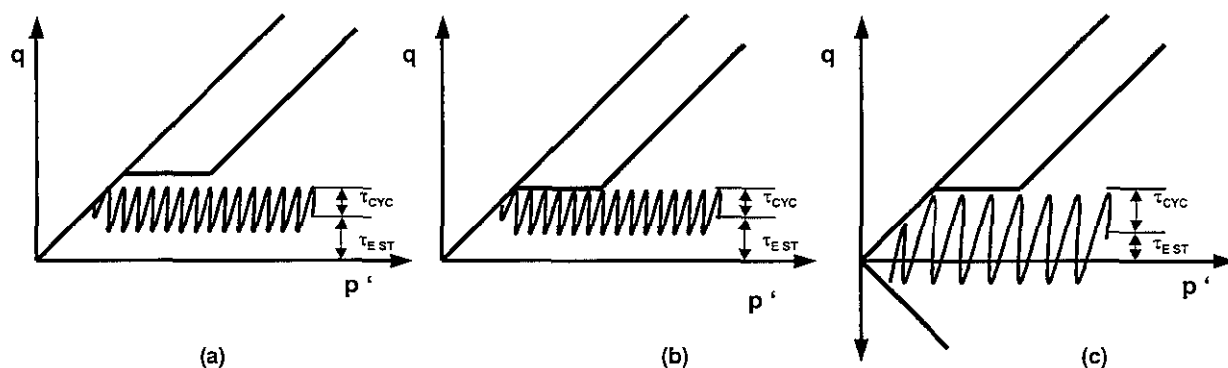


FIGURA 2.16 Casos de movilidad cíclica: (a) esfuerzo no reversible y no excede la resistencia del estado estable; (b) esfuerzo no reversible con periodos de excedencia de la resistencia del estado estable; (c) esfuerzo reversible sin excedencia de la resistencia del estado estable (Kramer, 1996).

2.8 Resistencia cortante de un suelo arenoso en condiciones de licuación.

Durante muchos años, se ha trabajado para entender las condiciones generales que prevalecen durante el fenómeno de licuación. La resistencia cortante en condiciones de licuación, es uno de los conceptos importantes sobre los cuales se tiene un cierto grado de incertidumbre, tanto en su magnitud como en la modalidad de laboratorio que permita definir razonablemente este parámetro. Diversos investigadores han trabajado sobre el concepto y evaluación de la resistencia en condiciones de licuación. Poulos et al. (1985) establece que la resistencia mínima de un suelo licuado puede definirse como la resistencia no drenada en el estado estable (estado estable de deformación); Seed (1987) define a la resistencia en condiciones de licuación como la resistencia residual no drenada debido a que ésta representa la resistencia cortante mínima disponible durante el fenómeno; mientras que Stark y Mesri (1992), la definen como resistencia crítica no drenada, la cual es la resistencia disponible después de licuación y que puede ser aplicada para análisis de estabilidad.

En seguida se comenta el siguiente razonamiento, el fenómeno de licuación observado incluye falla de flujo y deformación limitada. La deformación limitada consiste de desplazamientos laterales, donde existen esfuerzos cortantes estático muy bajos (ladera joven), y el otro caso es cuando existen esfuerzos considerables, por ejemplo, la presa de San Fernando. Para el caso del deslizamiento de la presa de San Fernando, Castro (1969)

realiza ensayos triaxiales monotónicos a compresión para definir la resistencia al cortante que controlaba la deformación, llegando a niveles de 45 kPa; mientras que Arulmoli et al. (1992) realiza ensayos de corte simple cíclico sobre arena de Nevada, obteniendo una resistencia de aproximadamente de 3.3 kPa.

Lo anterior nos lleva a cuestionarnos, cual sería el nivel de resistencia que realmente desarrolla un depósito analizado durante el fenómeno de licuación y cual es el ensayo de laboratorio que simula razonablemente las sollicitaciones reales. Estas preguntas han sido respondidas razonablemente por diversos investigadores, entre ellos podemos mencionar a Poulos et al, (1985).

2.9 Efecto de las condiciones geológicas y topográficas sobre la magnitud de los desplazamientos permanentes.

Hamada et al. (1986) realizó un amplio estudio de campo con el objetivo de investigar y comprender a cerca del fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación, los cuales afectaron considerablemente a la ciudad de Niigata durante el sismo de (1964), San Fernando (1971), y a la ciudad de Noshiro durante el sismo de Nihonkai-Chubu en 1983. Las causas de los desplazamientos laterales permanentes fueron discutidas cualitativamente, examinando las condiciones geológicas y topográficas, principalmente de casos presentados en Japón.

Los tipos de desplazamiento laterales permanentes causados por licuación durante los dos eventos sísmicos, pueden ser resumidos en la figura 2.17. El caso A describe el tipo de desplazamientos ocurridos en la ciudad de Noshiro; la superficie del suelo es ligeramente inclinada y el espesor de suelo que experimentó licuación existió a lo largo de la superficie. Los casos B y C describen los casos encontrados en la ciudad de Niigata. El caso B muestra que la superficie del suelo es horizontal sobre la playa, pero tiene una discontinuidad por la presencia de una superficie libre, y la frontera inferior de la capa licuada es inclinada hacia el centro del río. El caso C fue encontrado alrededor del área de la estación de ferrocarril de Niigata y el parque de Hakusan, donde la superficie del suelo casi horizontal pero la frontera inferior de la capa licuada es inclinada.

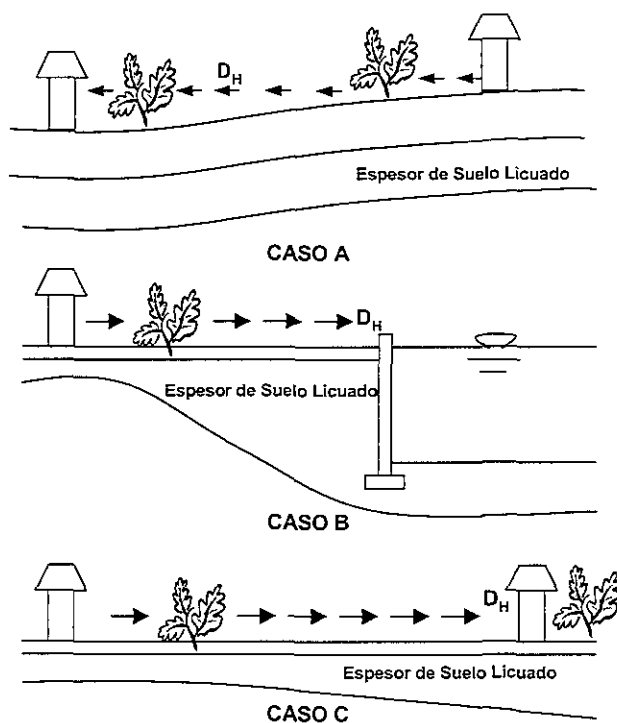


FIGURA 2.17 Tipos de desplazamientos permanentes, Hamada et al. (1986).

2.9.1 Factores que influyen en la magnitud de los desplazamientos permanentes, de acuerdo a mediciones en campo.

Los factores geológicos y topográficos presentaron una correlación bien definida con la magnitud de los desplazamientos permanentes según los resultados de campo obtenidos por Hamada et al. 1986, se muestran en la figura 2.18, y se discuten a continuación:

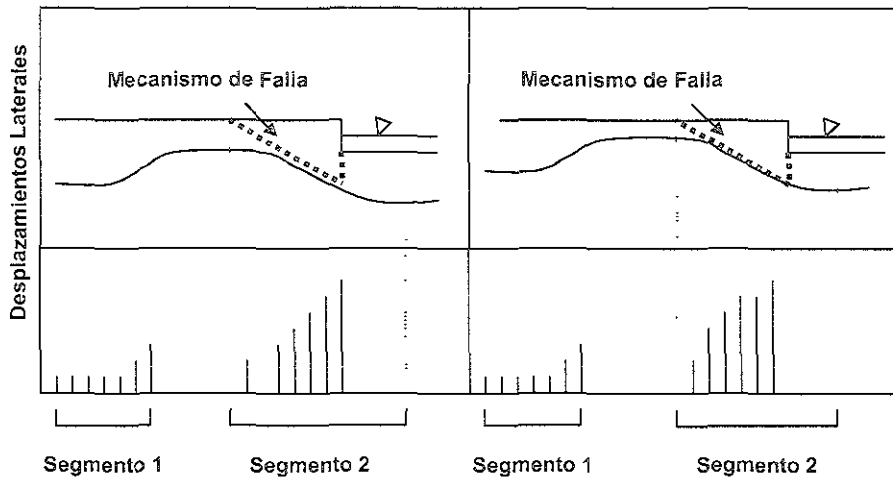


FIGURA 2.18 Condiciones de los factores de la capa licuada y su topografía, Hamada et al. (1986)..

- a) Espesor del estrato licuado.
- b) Gradiente de la superficie del suelo.
- c) Gradiente del estrato de suelo licuado (gradiente de la frontera inferior y superior del estrato licuado).
- d) Profundidad del estrato de suelo licuado (profundidad de la frontera superior e inferior del estrato licuado).

El espesor de suelo licuado fue definido por un método propuesto por Iwasaki et al. (1978). El estrato de suelo con un factor de resistencia a licuación menor que la unidad se consideró que ha sufrido licuación.

Los factores fueron determinados para cada perfil estratigráfico a lo largo de las secciones, de acuerdo al siguiente proceso:

1. Las secciones definidas, fueron divididas en segmentos como se muestra en la figura 2.18, tomando en cuenta el gradiente de la superficie del suelo, el modelo de distribución de los desplazamientos, y las condiciones topográficas. Cada segmento representa el área donde el deslizamiento del suelo puede ser considerado como un bloque. A lo largo del borde del río Shinano, el área entre el centro del río y el punto en el cual la frontera inferior del estrato licuado llega a ser horizontal es considerada como un segmento, como se muestra en la figura 2.18.

2. Los factores concernientes a las condiciones del estrato de suelo licuado y la magnitud de los desplazamientos permanentes fueron determinados como un valor medio de cada segmento.
3. En el caso en el que la estimación de la zona licuada fue dividida en más de un estrato, el espesor de las capas intermedias fueron también adicionadas al espesor total. Debido a que actualmente esas capas tienen una alta probabilidad de llegar a licuarse por el efecto de las capas que las rodean.
4. La magnitud de los desplazamientos permanentes a lo largo del río Shinano, fueron considerados sumamente dependientes de la existencia del muro de contención, donde la superficie del suelo tuvo una discontinuidad vertical muy abrupta. Por lo tanto, en este caso, el gradiente de la superficie del suelo fue determinada tentativamente como la relación de la distancia horizontal del segmento y la profundidad del fondo del río.

En la figura 2.19 se muestra la relación entre el gradiente de la superficie del suelo y la magnitud de los desplazamientos permanentes. Aunque existen algunas contradicciones acerca de los datos obtenidos de los tres sismos, esto puede concluir, que a mayor gradiente en la superficie del suelo mayor es el desplazamiento lateral permanente.

Los desplazamientos permanentes a lo largo del río Shinano (4 puntos en la figura 2.19 con un gradiente de 3 % aproximadamente) son un poco mayor, comparados con los desplazamientos causados por los otros dos sismos. Esta discrepancia en la magnitud de los desplazamientos puede atribuirse a las condiciones topográficas, y discontinuidad vertical de la superficie del suelo (en el muro de contención).

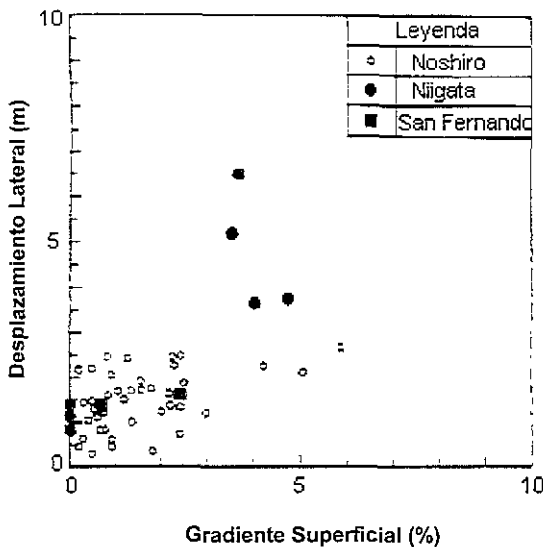


FIGURA 2.19 Relación entre el gradiente de la superficie del suelo y la magnitud de los desplazamientos permanentes, Hamada et al. (1986)

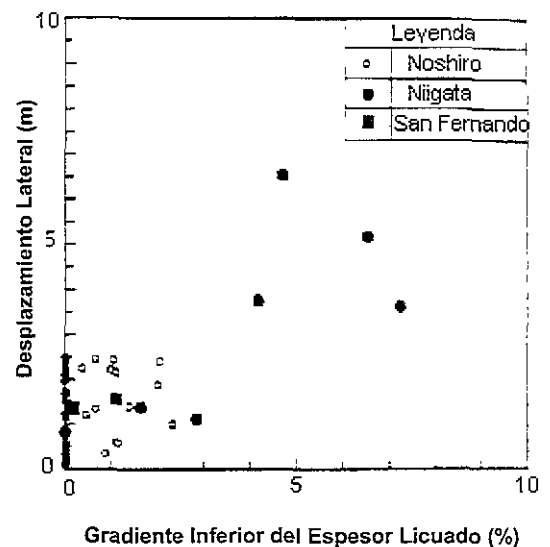


FIGURA 2.20 Relación entre el gradiente de la frontera inferior de la capa licuada y la magnitud de los desplazamientos permanentes, Hamada et al. (1986).

En la figura 2.20 se muestra la relación entre el gradiente de la frontera inferior del espesor de suelo licuado y la magnitud de los desplazamientos permanentes; en el caso del sismo de Niigata, la magnitud de los desplazamientos muestra la misma correlación con el gradiente superficial, pero ninguna correlación aparente se observa para el sismo de Nihonkai-Chubu (se muestra como Noshiro en la figura 2.20). La razón de esto, puede deberse a que la mayoría de las fronteras inferiores del espesor de suelo licuado en Noshiro son aproximadamente horizontales y la magnitud de los desplazamientos fueron principalmente gobernados por el gradiente de la superficie del suelo.

En la figura 2.21 se muestra la relación entre los desplazamientos y el gradiente de la frontera superior del espesor de suelo licuado. La figura 2.22 muestra la correlación con el valor medio del gradiente de la superficie del suelo de un extremo a otro de la pendiente total de las secciones de interés; sin embargo, no se encuentra una relación clara entre los desplazamientos y estos dos factores.

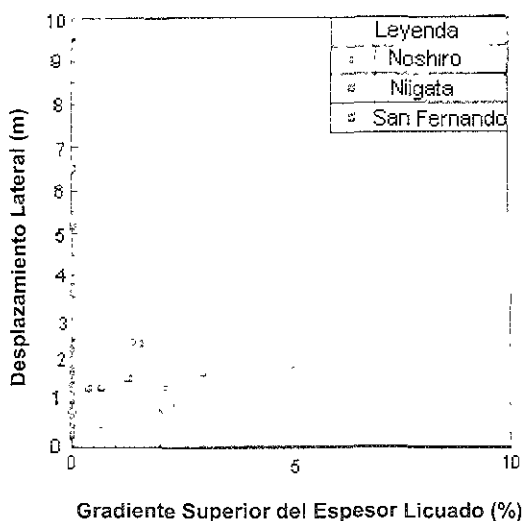


FIGURA 2.21 Relación entre el gradiente de la frontera superior de la capa licuada y la magnitud de los desplazamientos permanentes, Hamada et al. (1986)

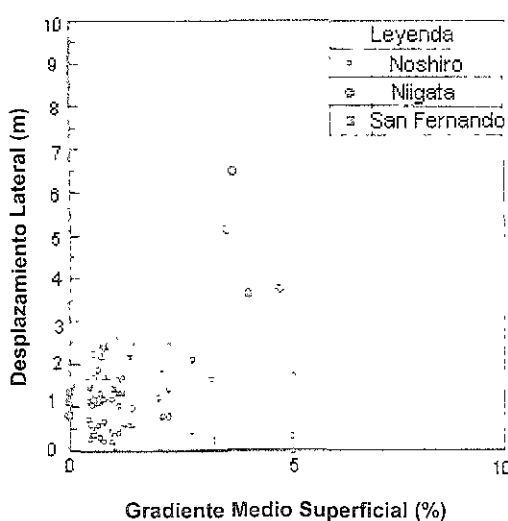


FIGURA 2.22 Relación entre el valor medio del gradiente de la superficie del suelo y la magnitud de los desplazamientos permanentes, Hamada et al. (1986).

Como se ha mencionado, el gradiente de la superficie del suelo y la frontera inferior de la capa licuada tuvieron una correlación relativamente alta con la magnitud de los desplazamientos permanentes en los casos del sismo de Nihonkai – Chubu y Niigata.

Se encontró una mejor correlación con los desplazamientos comparados con los resultados mostrados en la figura 2.19 y la figura 2.20, por lo que puede considerarse que a mayor gradiente de la superficie del suelo o de la frontera inferior se presentan mayores desplazamientos, estos se consideran parámetros apropiados para explicar la magnitud de los desplazamientos permanentes.

En la figura 2.23 se observa que la correlación de la magnitud de los desplazamientos permanentes con el espesor de la capa licuada es comparativamente alta, por lo que puede mencionarse que el espesor es uno de los factores que gobiernan la magnitud de los desplazamientos permanentes.

Finalmente, podemos concluir con este apartado, acentuando la correlación que presentan algunos factores, como el gradiente de la superficie del suelo, espesor del suelo licuado, y el gradiente inferior del espesor de suelo licuado, en la magnitud de los desplazamientos permanentes.

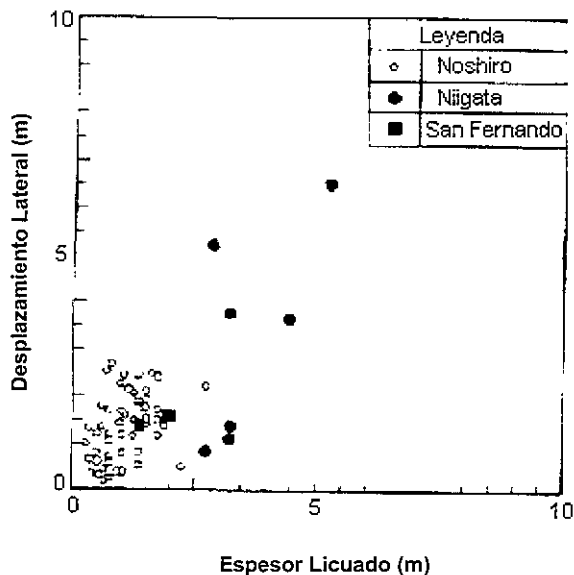


FIGURA 2.23 Relación entre la magnitud de los desplazamientos permanentes y el espesor de la capa licuada, Hamada et al. (1986).

2.10 Factores que influyen en la magnitud de los desplazamientos permanentes, según modelación en centrífuga.

En este apartado se discuten algunos factores que muestran gran jerarquía en la magnitud de los desplazamientos laterales, según los resultados obtenidos en ensayos en centrífuga (Taboada y Dobry, 1998). Los parámetros de los ensayos fueron, el ángulo de inclinación, magnitud y frecuencia del movimiento.

El efecto del ángulo de inclinación en el campo α_{campo} es presentado en la figura 2.24 (a). Esta figura describe la relación existente entre los desplazamientos laterales y el ángulo de inclinación del prototipo α_{campo} , el cual fue incrementando de 0° a 10° , mientras la frecuencia y amplitud máxima permanecían constantes a 2Hz y 0.23g respectivamente. En este gráfico se observa claramente como los desplazamientos laterales se incrementan al aumentar el gradiente o ángulo de inclinación para los siete ensayos analizados.

En la figura 2.24 (b) se muestra la variación de los desplazamientos laterales con la aceleración máxima de la excitación aplicada $a_{m\acute{a}x}$, para ángulos de inclinación $\alpha_{campo} \approx 1.6^\circ$ y 5° . En esta figura se muestra claramente el incremento de los desplazamientos laterales con la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$, y nuevamente se refleja la influencia del ángulo de inclinación del prototipo.

En la figura 2.24 (c) se muestra la variación de los desplazamientos laterales con respecto a la frecuencia de excitación para los casos donde $a_{m\acute{a}x} \approx 0.2g$, $\alpha_{campo} \approx 5^\circ$, y $N = 22$ ciclos. En estos casos se ha visto que los desplazamientos laterales disminuyen cuando la frecuencia se incrementa; los valores de los desplazamientos laterales correspondientes a una frecuencia de 1 Hz es 1.4 veces mayor que los correspondientes a una frecuencia de 2 Hz.

En la figura 2.25 se muestra la variación de los desplazamientos laterales permanentes con el espesor del estrato de suelo licuado para ángulos de inclinación del prototipo $\alpha_{campo} \approx 0, 1.6^\circ, 5^\circ$ y 10° ; en ésta se observa que los desplazamientos laterales se incrementan conforme se incrementa el espesor del estrato de suelo licuado.

Una vez analizados los últimos dos temas, sobre las mediciones de los desplazamientos laterales en campo y en ensayos de centrífuga, concluimos que los factores que definen de manera autoritaria la magnitud de los desplazamientos laterales permanentes debidos a licuación durante una excitación de un sismo son, el espesor del estrato licuado, el ángulo de inclinación de la superficie o de la frontera inferior del espesor licuado, y las características de la excitación (frecuencia, amplitud de aceleración, y número de ciclos).

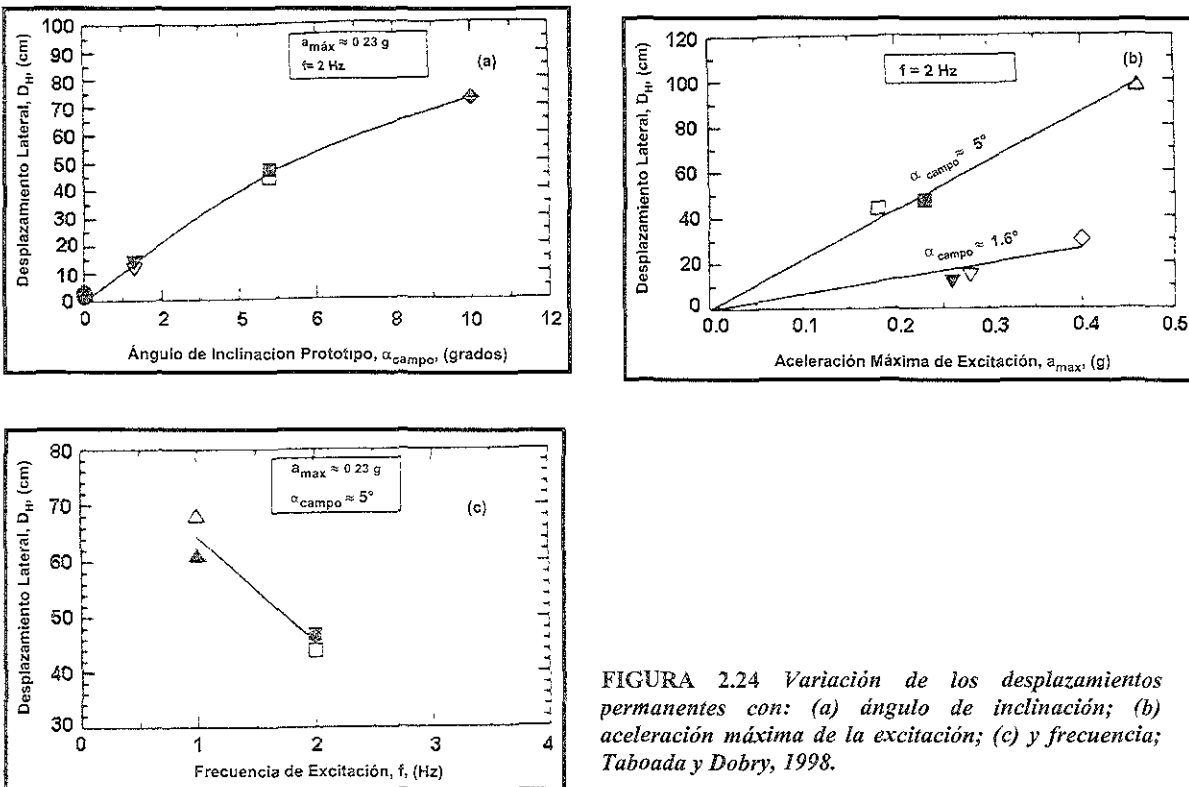


FIGURA 2.24 Variación de los desplazamientos permanentes con: (a) ángulo de inclinación; (b) aceleración máxima de la excitación; (c) y frecuencia; Taboada y Dobry, 1998.

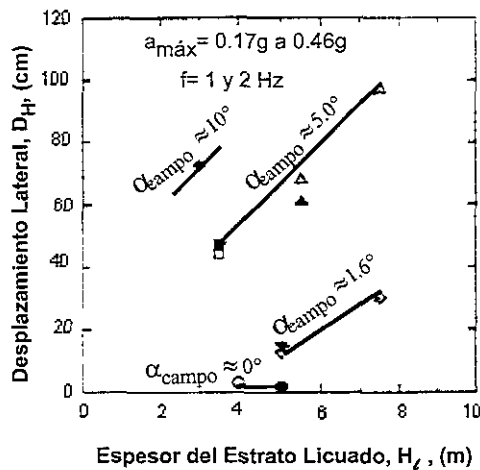


FIGURA 2.25 Variación de los desplazamientos laterales permanentes en función del espesor del estrato de suelo licuado y el ángulo de inclinación prototipo, Taboada y Dobry, 1998.

2.11 Deformaciones permanentes debidas al fenómeno de licuación en un evento sísmico.

Los desplazamientos de grandes bloques superficiales de suelo inducidos por licuación de capas subyacentes del terreno se les denomina “Desplazamientos Laterales”, generalmente ocurren en presencia de pendientes suaves de terreno cuando existe algún depósito granular saturado y suelto y un nivel freático poco profundo (Bartlett y Youd, 1995; Taboada y Dobry, 1998). Los desplazamientos permanentes representan un movimiento del centro de gravedad de la masa deslizante. Los desplazamientos laterales pueden ser de pocos centímetros a varios metros; además, pueden estar acompañados de asentamientos. El fenómeno de desplazamientos laterales suele ocurrir a lo largo de corrientes y orillas de ríos, generalmente en depósitos aluviales, depósitos eólicos o en lugares donde los materiales se encuentren en estado suelto y saturadas.

2.11.1 Consecuencias de los desplazamientos laterales en las obras de ingeniería.

Los desplazamientos laterales comúnmente destruyen o dañan severamente cimentaciones de edificios construidos en zonas de alto riesgo sísmico, pueden producir daños en tuberías, puentes, muelles, muros, etc. Los casos históricos más contundentes donde se han presentado desplazamientos laterales son: el sismo de Niigata de 1964, y el más reciente el de Kobe en 1995, que de igual manera afectó la costa del pacífico de la República Mexicana, específicamente la zona del Puerto de Manzanillo.

El sismo de Niigata de 1964, alcanzó una magnitud de 7.5 causando una licuación extensiva en la ciudad de Niigata, afectando un área de 50 km^2 . Construcciones civiles tales como puentes, edificios, muelles, muros y sistemas de tuberías fueron dañados; de acuerdo con estudios realizados por Hamada et al. (1986), el máximo desplazamiento permanente de la ciudad de Niigata fue de 12 m, con asentamientos del orden de 1 a 3 m.

El sismo de 1995 en Hyogoken-Nanbu con una magnitud de 7.2 y epicentro a 20 km al suroeste de la ciudad de Kobe, devastó ésta ciudad, con su puerto, áreas adyacentes, causando daños materiales y humanos por miles de millones de dólares. La mayoría de las edificaciones que sufrieron daños por el fenómeno de licuación, se construyeron sobre suelos granulares con poca compactación, típicamente gravas bien graduadas, con valores de SPT entre 8 y 15 golpes/ 30 cm. Los desplazamientos laterales del terreno fueron generados cerca de orillas de la playa, en las áreas alrededor de las aguas; el desplazamiento del terreno máximo en muros de retención de la playa del puerto fue del orden de 5 m.

El sismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995 con magnitud de 8.0 produjo daños de consideración en algunas ciudades y puertos de las costas de los estados de Colima y Jalisco. En el Puerto de Manzanillo, provocó el colapso de un edificio de 9 pisos donde 30 personas murieron. Durante este sismo, grandes extensiones de terreno ganado al mar con rellenos granulares sueltos se vieron afectados por el fenómeno de licuación de arenas. Las instalaciones del puerto interior de San Pedrito, asentadas en buena parte sobre estos relleno, sufrieron daños que en muchos casos pudieron atribuirse directamente a la licuación de arena y a algunos otros fenómenos asociados con ella, como desplazamientos laterales de taludes no confinados de pendiente reducida y el hundimiento del piso con la subsecuente ruptura de pavimentos, conductos y líneas de conducción; Ovando et al (1999).

La licuación de arenas en los rellenos colocados atrás de los diques de enrocamiento sobre los que se construyeron los muelles del Puerto de San Pedrito, también, provocó empujes dinámicos sobre ellos que contribuyeron a ocasionar daños por cortante en la cabeza de muchos pilotes. En la Terminal Especializada de Contenedores (TEC) del Puerto de San Pedrito ubicado a 3 km de Manzanillo, los patios de maniobra están cubiertos por losas de concreto en los cuales, la licuación de arena ocasionó hundimientos diferenciales de 80 cm y desplazamientos laterales mayores a 2 m que a su vez provocaron la dislocación o ruptura de muchas de éstas, así como daños en el muelle con desplazamientos de su dique de contención.

2.12 Conclusiones.

De acuerdo a la recopilación de información acerca de los factores protagonistas del fenómeno de desplazamientos laterales, se concluye lo siguiente:

a) Factores sísmicos.

- Magnitud del sismo.

La magnitud del sismo es una medida de la cantidad de energía sísmica liberada por el temblor. Una magnitud grande de un sismo afecta un área mayor y produce grandes desplazamientos permanentes, y sismos con magnitudes pequeñas originan efectos menores.

- Distancia a la ruptura de la falla o fuente sísmica y aceleración máxima horizontal.

Durante sismos importantes, las fallas geotécnicas más importantes ocurren cerca de la fuente de energía sísmica, y disminuyen al incrementar la distancia a la ruptura de falla; es decir, los desplazamientos laterales tienden a ser más importantes cerca de la fuente de energía. La amplitud de aceleración máxima es función de la distancia a la ruptura de falla y disminuye al incrementar ésta. Con esto, podemos señalar que la amplitud de aceleración es un parámetro importante en la magnitud de los desplazamientos laterales.

- Duración del sismo.

La excitación de un sismo debe tener la suficiente duración y amplitud para generar grandes niveles de exceso de presión de poro y originar el fenómeno de licuación. La duración de un evento sísmico además de permitir la licuación, genera grandes fuerzas de inercia que provocan el deslizamiento de grandes masas de suelo cuando la adición de las sollicitaciones estáticas y dinámicas exceden momentáneamente la resistencia cortante de fluencia del material. En general, se establece que la duración de un sismo incrementa con la magnitud del sismo, e incrementa con la distancia a la zona de liberación de energía sísmica.

- Frecuencia del sismo.

La frecuencia fundamental de un sismo es un factor protagonista en el fenómeno de los desplazamientos laterales. En resultados de ensayos en centrífuga se ha observado que al disminuir la frecuencia de un sismo los desplazamientos incrementan considerablemente, esto ocurre siempre y cuando el fenómeno de dilatación no se presente, el cual gobierna la magnitud de los desplazamientos a frecuencias bajas ($f < 2$ Hz).

b) Factores geológicos y topográficos.

- Tipo de depósito.

El tipo de depósito nos define las características generales del tamaño de las partículas, clasificación y grado de compactación de los sedimentos. Estos factores influyen directamente en la susceptibilidad a licuación del material, y lógicamente de los desplazamientos laterales.

- Espesor de los estratos con alta susceptibilidad a licuación.

El espesor de material susceptible a licuación es uno de los factores más importantes que gobiernan la magnitud de los desplazamientos laterales, esto se ha comprobado en ensayos en centrífuga, y con los resultados analíticos presentados en la presente tesis. En general, se establece que los desplazamientos permanentes se incrementan al aumentar el espesor de licuación.

- El Gradiente de la superficie en taludes confinados, infinitos.

La magnitud de los desplazamientos laterales incrementa al aumentar el gradiente superficial ya que el esfuerzo cortante estático es mayor, implicando un deslizamiento más anticipado que en taludes con un gradiente menor, es decir, que el talud bajo solicitaciones estáticas se encuentra a niveles de esfuerzos muy próximos a la resistencia cortante de fluencia, la cual se ve excedida rápidamente durante el evento sísmico.

- Altura de la superficie libre.

Debido a la ausencia de las fuerzas de restricción, los desplazamientos tienden a ser mayores que en taludes confinados. La altura de superficie libre es un factor determinante en la atenuación del espesor de licuación al alejarnos de la superficie libre, y define el posible mecanismo de los desplazamientos laterales.

c) Características del suelo.

- Edad de los sedimentos, grado de consolidación y cementación.

Los depósitos de suelos inactivos o viejos son menos susceptibles a presentar grandes desplazamientos laterales que en depósitos jóvenes. La consolidación y cementación de los materiales incrementan la resistencia cortante; y por tanto, disminuye la susceptibilidad a licuación y desplazamientos laterales.

- Tamaño y forma de las partículas, etc.

El incremento de la permeabilidad de los suelos permite la disipación del exceso de presión de poro más rápidamente, en consecuencia, se previenen o reduce el tiempo de licuación del suelo y desplazamientos laterales. Por ello, los suelos gruesos (gravas arenosas, y gravas finas) experimentan desplazamientos menores que las arenas limpias o arenas limosas.

- Presencia de estratos poco permeables en la parte superior del estrato licuable.

La presencia de estratos de materiales finos en la parte superior de los estratos susceptibles a licuación, retardan de manera importante la disipación del exceso de presión de poro, permitiendo la disminución repentina de la resistencia cortante y el incremento del tiempo de deslizamiento de la masa de suelo licuada.

- Contenido de finos.

En general se puede señalar que los suelos con mayores porcentajes de finos podrían presentar menos desplazamientos laterales, debido a la influencia de la plasticidad en la resistencia cortante.

- Resistencia cortante de fluencia, es decir, resistencia en condiciones de licuación antes de la presencia de la dilatación.

CAPÍTULO 3.

MÉTODOS PARA EVALUAR DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y COMPORTAMIENTO DILATANTE EN ARENAS.

3. Métodos para evaluar desplazamientos laterales y comportamiento dilatante en arenas.

En este capítulo se revisan y discuten algunas metodologías existentes para evaluar la magnitud de los desplazamientos laterales permanentes originados por el fenómeno de licuación. Estos pueden dividirse en tres grupos, métodos empíricos, modelación en laboratorio, y métodos analítico-semiempíricos. Por otro lado, se discuten a fondo las evidencias más importantes del comportamiento esfuerzo-deformación cortante de los suelos arenosos durante ensayos de laboratorio, eventos sísmicos y modelación en centrífuga. En este comportamiento se manifiesta la participación del fenómeno de dilatación, durante el proceso de licuación, en la magnitud de los desplazamientos laterales.

3.1 Métodos empíricos.

Los métodos empíricos son respaldados por estudios sobre bases de datos de desplazamientos laterales causados por el fenómeno de licuación presentados en diversos sitios. Estos métodos intentan predecir la magnitud de los desplazamientos laterales permanentes como un valor medio para un perfil de suelo específico.

3.1.1 Método de Hamada.

Hamada et al. (1986), realiza una extensa recopilación de datos geotécnicos y topográficos sobre los desplazamientos permanentes observados después de los sismos presentados en Niigata en 1964, San Fernando en 1971 y Nihonkai-Chubu en 1983. Hamada propone la siguiente relación empírica para estimar la magnitud de desplazamientos permanentes:

$$D_H = 0.75 H^{1/2} s^{1/3} \quad (3.01)$$

Donde, D_H , es el valor medio del desplazamiento horizontal permanente en metros; H , es el espesor del estrato de suelo susceptible a licuación, en metros, y s , es la pendiente mayor entre la pendiente de la superficie y la pendiente de la frontera inferior de la capa licuada, en porcentaje.

La ecuación (3.01) fue definida para un rango muy reducido de magnitudes de sismos y condiciones del suelo; por tanto, no es claro que esto pueda aplicarse a otras condiciones. La expresión propuesta por Hamada et al. (1986) parece muy sencilla; sin embargo, se desprecian factores topográficos o geotécnicos del sitio, los cuales tienen un papel importante en el fenómeno de los desplazamientos laterales.

3.1.2 Método de Bartlett y Youd.

Bartlett y Youd (1995) desarrollaron un modelo empírico para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales inducidos por licuación. El modelo fue desarrollado utilizando datos sísmológicos, topográficos y geológicos de algunos casos históricos de desplazamientos laterales presentados en Estados Unidos y Japón. Para ello, utilizaron un

análisis de regresión lineal múltiple. Los desplazamientos laterales fueron relacionados a un sin numero de orígenes y parámetros de los sitios, el modelo distingue claramente dos tipos generales de desplazamientos laterales:

- a) Desplazamientos laterales en taludes con superficie libre; estos son aquellos que presentan una superficie no confinada ubicada en el extremo del cuerpo de agua. La expresión propuesta es la siguiente:

$$\log D_H = -16.366 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013 R + 0.657 \log W + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log (100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad (3.02)$$

- b) Desplazamientos laterales en pendientes suaves hacia abajo sin superficie libre; este tipo de taludes son aquellos que presentan confinamiento a lo largo del espesor de suelo potencialmente licuable. La expresión propuesta es la siguiente:

$$\log D_H = -15.787 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013 R + 0.429 \log S + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log (100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad (3.03)$$

Donde:

M = Es la magnitud momento del sismo.

R = Distancia horizontal más cerca a la fuente de energía sísmica (km).

W = Relación de la superficie libre = $h/L \times 100$ (%).

h = Altura de la superficie libre.

L = Distancia horizontal desde la superficie libre al punto de interés.

S = Pendiente del suelo hacia el canal.

T_{15} = Espesor acumulado de los estratos saturados con $(N_1)_{60} \leq 15$ (m).

F_{15} = Promedio del Contenido de finos (partículas ≤ 0.075 mm) en T_{15} (%).

$(D_{50})_{15}$ = Promedio (D_{50}) en T_{15} (mm).

Z_T = Profundidad hasta el estrato susceptible.

El rango de aplicabilidad del modelo recomendado por los autores es:

$$6 \leq M \leq 8$$

$$1 \leq W(\%) \leq 20$$

$$0.1 \leq S(\%) \leq 6$$

$$1 \leq T_{15} \text{ (m)} \leq 15$$

$$1 \leq Z_T \text{ (m)} \leq 10$$

$$F_{15} (\%) \leq 50$$

$$(D_{50})_{15} \text{ (mm)} \leq 1$$

Bartlett y Youd (1995) establecen que cuando W es menor a 1%, el comportamiento de los desplazamientos laterales es controlado por la inclinación del talud, ecuación (3.03). Para el rango de $1\% \leq W \leq 5\%$ es un caso intermedio, donde la magnitud de la inclinación del talud y la superficie libre influyen en los desplazamientos, seleccionándose el mayor. Para W entre (5% y 20%), las condiciones de superficie libre controlan los desplazamientos laterales, utilizando la ecuación (3.02) para la predicción. Para el caso en el que $W > 20\%$, se pudiera hablar del fenómeno de deslizamiento por flujo.

3.2 Modelación en Laboratorio.

Debido a la escasa información de campo acerca de los mecanismos de desplazamientos laterales, muchos investigadores han estudiado modelos a pequeña escala sujetos a una excitación en la base, con el objetivo de tener el conocimiento de los factores más importantes que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales. Por lo anterior, los ensayos de laboratorio han tenido dos tendencias, una por medio de la mesa vibradora y la otra por medio de la modelación en centrífuga.

3.2.1 Ensayes en mesa vibradora.

Se han realizado diversos ensayos en mesa vibradora, principalmente en Japón, como los reportados por Sasaki et al. (1992). El objetivo principal de estos ensayos fue estudiar los mecanismos de desplazamientos laterales permanentes producidos por licuación. Ninguno de estos ensayos consideraron el caso de desplazamientos laterales cuando se tiene una superficie libre; sin embargo, las conclusiones de estos autores fueron muy útiles para el entendimiento general del fenómeno. Las conclusiones resultantes de este trabajo fueron las siguientes:

- Se observaron muchas grietas de tensión en la parte superior del talud después del movimiento, orientadas en dirección normal a los desplazamientos.
- Los desplazamientos laterales se desarrollaron cuesta abajo del talud, es decir, la influencia de la gravedad fue bastante clara.
- Los desplazamientos fueron máximos en la superficie y casi cero en la parte inferior del estrato licuado.
- El espesor del estrato superior no saturado es confinado lateralmente y se mueve junto con el estrato licuado sin deslizamiento en la interfaz.

3.2.2 Ensayes en centrífuga

El problema de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación ha sido abordado atinadamente por medio de la modelación en centrífuga (Fiegel y Kutter, 1994; Taboada, 1995). La modelación en centrífuga de una estructura de tierra tiene una importante ventaja con respecto a la mesa vibradora, ya que la primera simula el estado de esfuerzos, en un punto del prototipo, más fielmente que la segunda. Una centrífuga produce un campo gravitacional artificial mucho mayor que el presentado en la tierra; de tal suerte que sí un modelo de suelo o una estructura a pequeña escala se somete a una aceleración centrífuga, ésta permite simular esfuerzos mayores a profundidades mayores. Una de las limitaciones prácticas más importantes del uso de la centrífuga es su costo. Las principales conclusiones de los estudios de Taboada (1995) y Sharp (1999) fueron las siguientes:

- Se observa un comportamiento dilatante durante cada ciclo de excitación cuando las deformaciones se experimentan cuesta abajo del talud, y un comportamiento contractivo cuando las deformaciones ocurren cuesta arriba del talud.
- El comportamiento dilatante propicia un incremento repentino de la resistencia, ocurriendo típicamente a una deformación cortante de 1%, con un rango de 0.5% a 2%.

3.3 Métodos analíticos y semiempíricos.

Los métodos analíticos y semiempíricos descritos en este apartado incorporan información empírica y experimental con el propósito de solucionar en espacio y tiempo la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación.

3.3.1 Método del bloque deslizando.

Baziar (1991), desarrolló un procedimiento para estimar los desplazamientos laterales permanentes en depósitos de arena limosa suelta saturada debidos a licuación, usando el método del bloque deslizando publicado por Newmark (1965). Este método usa la analogía del bloque descansando sobre un plano inclinado para predecir los desplazamientos laterales de taludes sujetos a una excitación. Cuando el bloque es sujeto a un impulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia a_y , el bloque tendrá un movimiento relativo a el plano de deslizamiento. El método usado por Baziar considera que existe una superficie de deslizamiento bien definida, que el material se desliza a lo largo de la superficie como un material rígido perfectamente plástico, existe una resistencia residual constante durante la excitación, las deformaciones permanentes ocurren solamente si la aceleración de la excitación excede la aceleración de fluencia del suelo, y la ladera solamente se deforma en dirección cuesta abajo.

3.3.2 Método de Energía.

Basado en evidencias de campo y resultados de ensayos en mesa vibradora sobre el fenómeno de desplazamientos laterales, Thowata et al. (1992) ha desarrollado un proceso analítico para evaluar los desplazamientos laterales debidos a licuación en taludes con pequeña inclinación. El más completo de estos métodos usa el principio de energía potencial mínima. Los aspectos principales de estos métodos son:

- El suelo licuado se comporta como un líquido con resistencia cortante cero.
- Las fuerzas de inercia no se consideran en el análisis; se considera que un análisis estático es suficiente para predecir el desplazamiento último del suelo.
- Los desplazamientos finales son los máximos que se pueden presentar cuando el suelo está completamente licuado a un periodo lo suficientemente grande. Esto implica que la duración del sismo no es tomada en cuenta y el cálculo de la historia de los desplazamientos no se propone.

3.3.3 Método de deformación plana.

Dobry et al. (1995) propusieron un método de deformación plana para predecir los desplazamientos laterales, en tiempo y espacio, en arenas limpias, cuando se tiene una superficie libre. Este método se basa de evidencias de campo, resultados de ensayos de mesa vibradora y modelación en centrífuga. Esta metodología proporciona una solución aproximada de los desplazamientos verticales y horizontales en la superficie, las consideraciones del método son:

- La deformación cortante cíclica máxima en la masa total del suelo licuado es de aproximadamente de 1%, basado en la respuesta dilatante en arenas limpias.
- La deformación total acumulada es proporcional al número de ciclos de excitación, n , que produce la deformación después de la licuación.
- La dirección de las deformaciones acumuladas se mantiene más o menos constante durante la excitación, y ésta es controlada aproximadamente por las fuerzas de gravedad solamente.
- El proceso ocurre a volumen constante; por tanto, los asentamientos en la etapa de post-licuación no son considerados.

Las expresiones propuestas por Dobry et al. (1995) son las siguientes:

$$D_H = n \gamma_{dil} H \operatorname{Ln} \left(\frac{\operatorname{Sen} \alpha}{\operatorname{Sen} \alpha_{\min}} \right) \quad (3.04)$$

Donde:

n = Es el número total de ciclos de excitación que inducen deformación 35.

γ_{dil} = Deformación cortante limite debida a dilatación 1%.

$\alpha = \tan^{-1}(H/x)$ en radianes.

H = Espesor del estrato licuado en la superficie libre.

x = Distancia horizontal a la superficie libre.

α_{\min} = Ángulo en radianes definido por la parte inferior de la superficie libre y la distancia a la superficie libre.

En los últimos años ha decaído el atractivo en los métodos analíticos, ya que sus hipótesis no satisfacen los fenómenos de la naturaleza; sin embargo, se ha trabajado bastante para conocer más a fondo el fenómeno de licuación. La modelación en centrífuga (Taboada, 1995; Okamura et al. 1998; Sharp, 1999) ha sido una de las herramientas primordiales que nos ha permitido identificar cada uno de los factores que gobiernan la magnitud de los desplazamientos laterales. En ello han contribuido también los ensayos de laboratorio y evidencias de campo (Zeghal y Elgamal, 1994). Todos estos estudios han aportado conocimientos que permiten hacer hipótesis más acordes con la realidad y, por consiguiente elaborar modelos más confiables.

3.4 Dilatación en arenas.

La dilatación en arenas es un concepto que aparece en una gran cantidad de trabajos, escritos por Reynolds (1885); él descubre que la deformación cortante de arenas densas esta siempre acompañada de un incremento en volumen (dilatación), y establece que la magnitud de la dilatación depende de la relación de distorsión, dilatación, y del arreglo de los granos en el medio. La sollicitación de esfuerzos cortantes en una masa de suelo granular, origina que partículas que previamente estaban en contacto, se separen, suscitando una estructura más suelta, y permitiendo que las partículas puedan trasladarse y rotar a lo largo de ciertos planos de referencia (Jenkin, 1931).

Taylor (1948) realiza una serie de ensayos de corte directo drenadas y no drenadas en arenas de Ottawa. Fue el primero en enfatizar la influencia del cambio de volumen sobre la resistencia del suelo; él sugirió que la resistencia cortante es el resultado de la combinación de dos factores, uno de ellos es la fricción entre el contacto de los granos, y el segundo es el componente de cambio de volumen, el cual es llamado como trabado de partículas.

La figura 3.1 se muestra el modelo de partículas de Youd (Youd, 1977), en el cual se muestra el proceso que origina al fenómeno dilatación. Si se presentara una perturbación en el suelo, las partículas experimentarían una deformación en sentido contrario a las manecillas del reloj como se muestra en la figura 3.1B; en este caso, el colapso ocurre provocando compactación de la estructura para una condición totalmente drenada, compactación e incremento de la presión de poro para la condición parcialmente drenada, o incremento en la presión de poro para la condición totalmente no drenada. Como ocurre un giro en sentido contrario a las manecillas del reloj (figura 3.1C), las partículas en este pequeño grupo son forzadas a girar o deslizarse unas sobre otras causando la dilatación; esta acción crea una estructura meta-estable que de lo contrario las deformaciones provocarían el colapso (figura 3.1D).

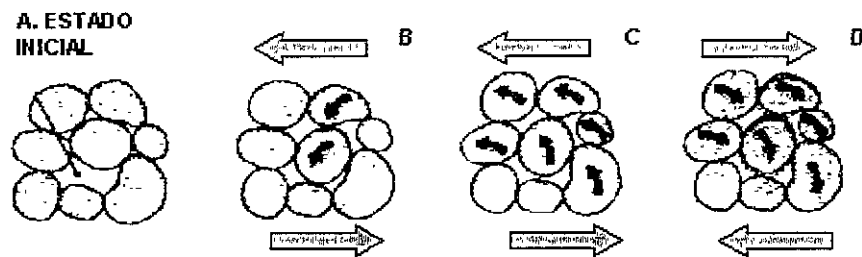


FIGURA 3.1 Diagrama de secciones transversales de un grupo de partículas mostrando el cambio de la compacidad durante carga cíclica (Youd, 1977).

Para cuantificar la porción de resistencia debida a la dilatación, Bishop (1954), usando datos de pruebas triaxiales, derivó una expresión para el ángulo de fricción basado en principios de energía. Él sugirió que la deducción de los componentes de resistencia cortante debidos a dilatación o cambio de volumen, se obtuvieran en función de esfuerzos totales. Sin embargo, Rowe (1962) demostró que cuando la metodología de Bishop era aplicada a datos obtenidos de ensayos de corte directo, el ángulo de fricción resultante ϕ_{dr} que se dedujo de esfuerzos totales aplicados a la falla, calculando después el componte de dilatación, excedía el ángulo de fricción ϕ_u de las partículas de material granular. Por tanto, Rowe sugirió que una cantidad adicional de energía es absorbida durante el corte, dependiendo del estado de compactación y la historia de esfuerzos. Esta energía adicional fue considerada para dispersarse en un proceso de reacomodo de las partículas.

Este fenómeno de reacomodo de partículas, fue referenciado como una fricción cinemática, el cual se explica con el modelo mostrado en la figura 3.2. Para causar la falla inicial, $\phi = \phi_u + \beta$ debe ser aplicado, asociado con un cambio de volumen positivo (β es el ángulo sobre el cual ocurre deslizamiento). Sólo pasando el pico, las fuerzas podrían retornar al contacto

original bajo un valor menor $\phi = \phi_u - \beta$, asociado con un cambio de volumen negativo. Si el proceso se mantiene continuamente en movimiento, el cambio de volumen promedio es cero y el valor de $\phi = \phi_{cu}$ (ϕ_{cu} es el ángulo de fricción a volumen constante como fue definido por Casagrande 1936 y Taylor 1948).

Rowe concluyó que en materiales con diferentes relaciones de vacíos existen tres componentes de resistencia de los materiales granulares: la resistencia movilizada por la resistencia friccionante, la resistencia desarrollada por la energía requerida para reacomodar y reorientar las partículas del suelo, y la resistencia desarrollada por la energía requerida para causar dilatación de los materiales. Por tanto, él propuso una teoría para relacionar esfuerzos y dilatación, la cual llega a ser conocida como *teoría esfuerzo – dilatación*. Otros métodos alternativos para evaluar el efecto de la dilatación sobre la resistencia de arenas fue también desarrollado por, Poorooshasb y Roscoe (1961), quienes analizaron datos de pruebas de corte simple sobre muestras compactadas aleatoriamente, y Koerner (1970), quien analizó datos de pruebas triaxiales drenadas y no drenadas sobre muestras de arena de diferente composición mineral y de diferente forma de partículas; Koerner demostró que el tamaño y la forma de las partículas tienen un mayor impacto sobre la energía consumida por dilatación.

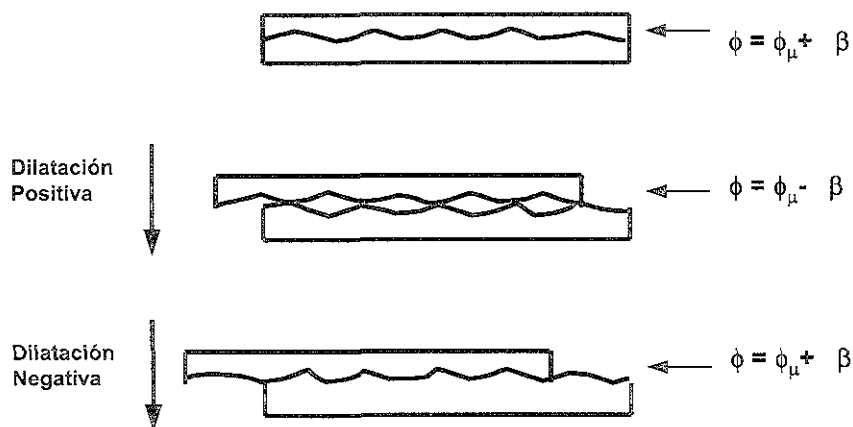


FIGURA 3.2 Mecanismo de dilatación de Rowe (Rowe, 1962).

3.4.1 Evidencias de dilatación en laboratorio.

Los estudios sobre el fenómeno de licuación de suelos y sus efectos, se han incrementado después de los sismos de Niigata y Alaska en 1964. Los primeros análisis cuantitativos fueron dirigidos por Seed y Lee (1966) en la Universidad de California en Berkeley (UCB), esta investigación continuó con los análisis realizados en la presa de San Fernando después del sismo de San Fernando en 1971 (Lee et al. 1975). Ellos realizaron ensayos triaxiales cíclicos no drenadas a esfuerzos controlados; con esos resultados demostraron que la aplicación de una serie de esfuerzos cíclicos de magnitud relativamente baja en arenas saturadas con compacidad media a alta podían desarrollarse presiones de poro muy altas, e inducir deformaciones significantes en muestras que presentan un comportamiento dilatante bajo condiciones de carga estática. Por otro lado, muestras de

arena suelta licuada sujeta a una carga estática desarrollaron una resistencia apreciable a deformarse debido al comportamiento dilatante. En la figura 3.3 se muestran dos ciclos típicos esfuerzo-deformación para muestras de arena sueltas y densas durante licuación, donde la influencia de la dilatación se observa claramente.

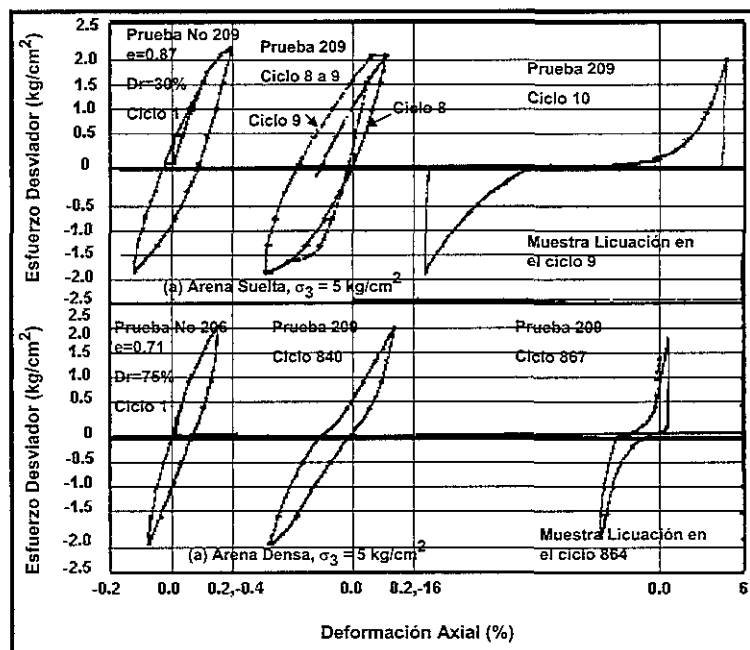


FIGURA 3.3 Curvas de histéresis en ensayos cíclicos en arenas del río Sacramento (Seed y Lee, 1966).

La disminución de la deformación debido a la dilatación tiene un impacto fundamental en la magnitud de los desplazamientos permanentes que ocurren en una masa de suelo bajo una sollicitación cíclica. La figura 3.4 muestra resultados de ensayos cíclicos con torsión obtenidos por Ishihara (1985), y en la figura 3.5 se presenta la respuesta de ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado para una muestra de arena sujeta a un esfuerzo cortante inicial (Arulmoli et al., 1992), donde se observa que el fenómeno de dilatación controla el nivel de deformación durante el ensaye.

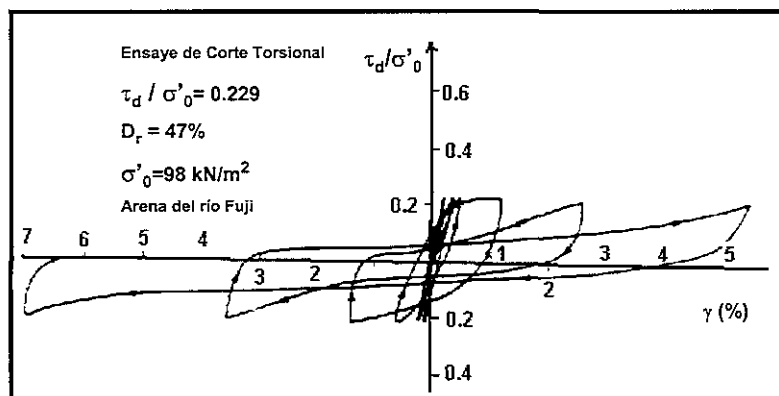


FIGURA 3.4 Curva esfuerzo-deformación en ensaye cíclico con torsión en arena suelta del río Fuji en Japón (Ishihara, 1985).

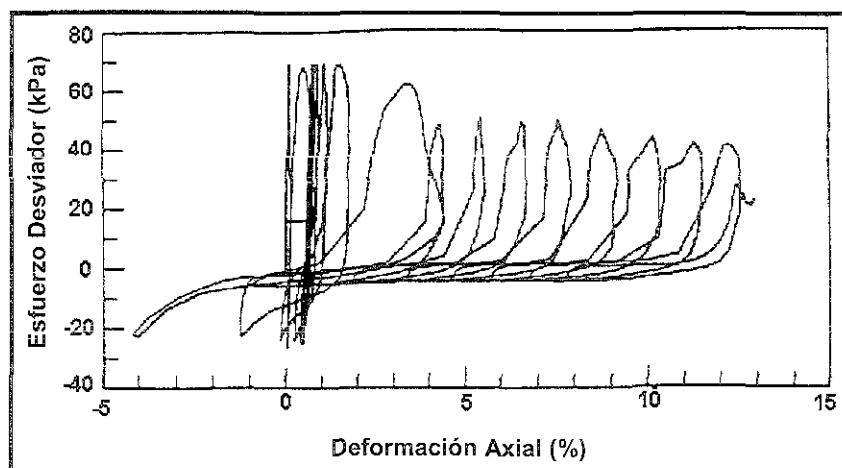


FIGURA 3.5 Historia de esfuerzo–deformación cortante en ensayo triaxial cíclico no drenado sobre arena de Nevada con $D_r = 40\%$. Ensayo 40-58 del proyecto VELASC (Arulmoli et al., 1992).

Se han mostrado algunas evidencias del fenómeno de dilatación en arenas durante la realización de ensayos de laboratorio en diferentes modalidades. Para adicionar a éstas, se presentan más evidencias de laboratorio, mostrando para ello, algunos resultados de las respuestas dilatantes de arenas durante cargas cíclicas no drenadas obtenidos por diversos investigadores de diferentes instituciones de investigación, en la figura 3.6, se muestran los resultados obtenidos por Ishihara (1985), en ensayos triaxiales con torsión.

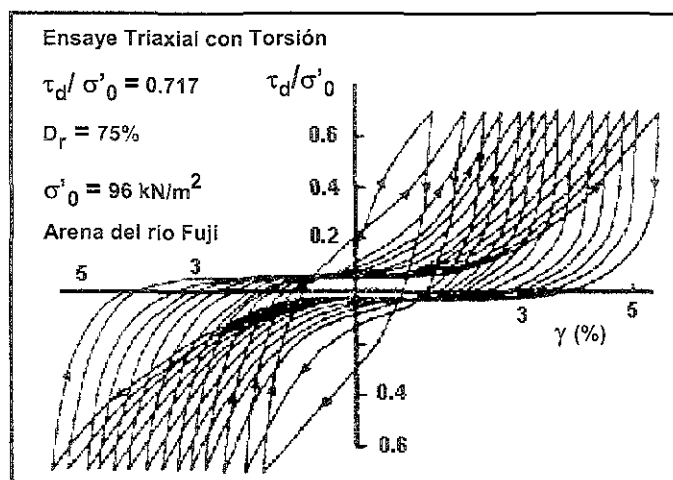


FIGURA 3.6 Curva esfuerzo – deformación cíclica obtenida en ensayos triaxiales no drenada con torsión en arenas saturadas (Ishihara, 1985).

Finalmente, se presentan algunos resultados obtenidos de ensayos de corte directo simple cíclico en arena de Nevada (Arulmoli et al., 1992). En la figura 3.7 se muestran la historia esfuerzo cortante–deformación cortante donde se observa claramente la dilatación del material.

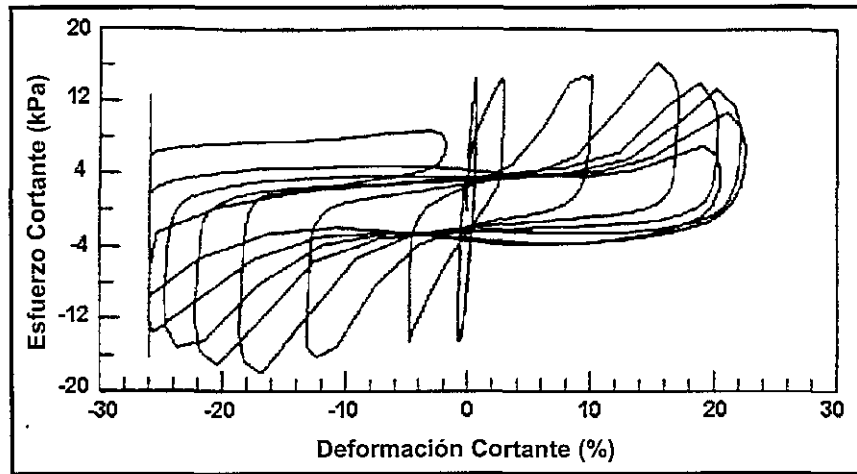


FIGURA 3.7 Resultados de ensayo de laboratorio de corte simple directo cíclico no drenado en arena de Nevada con una densidad relativa de 60% (Arulmoli, 1992).

3.4.2 Evidencias de dilatación en campo.

Con el objetivo de presentar el origen de las evidencias de campo, se retoma un estudio realizado por Zeghal y Elgamal (1994), ambos profesores e investigadores del RPI (Rensselaer Polytechnic Institute). En este estudio se utilizaron registros de aceleración en superficie y en pozo, y registros de presiones de poro durante el sismo de 1987 correspondientes al sitio de Imperial Wildlife Management Area, California, los cuales fueron usados para obtener la estimación de la respuesta promedio de los registros de esfuerzo-deformación cortante y trayectoria de esfuerzos efectivos. Esos registros proporcionan un valioso conocimiento del comportamiento sísmico del sitio durante el fenómeno de licuación, asociado a la pérdida de rigidez del suelo.

Los registros de aceleraciones y presión de poro durante el sismo de 1987 del Rancho Elmore y los de Superstition Hills fueron usados para la identificación de los mecanismos correspondientes al comportamiento sísmico del sitio. Se hizo uso de una técnica sencilla para determinar el promedio de los registros de esfuerzo-deformación cortante, de los primeros 7.5 m a partir de la superficie del perfil del suelo, directamente de los registros sísmicos. Se definió que la rigidez del suelo disminuye gradualmente con el incremento de la presión de poro. A bajas presiones de confinamiento y altas presiones de poro, el comportamiento del suelo se caracterizó por ciclos de grandes deformaciones cortantes y pequeños esfuerzos cortantes, indicando una condición de licuación. Se observó una perfecta correspondencia entre el esfuerzo cortante asociado, con un comportamiento de tipo dilatante del suelo, con las disminuciones de las presiones de poro e incremento en la aceleración del suelo.

El sitio estudiado es localizado hacia el oeste del río de Alamo en Imperial County al sur de California. La instrumentación del sitio consistió de tres componentes de acelerómetros, uno de superficie y los otros a una profundidad de 7.5 m, y seis piezómetros. Las investigaciones del sitio (Bennett et al, 1984; Haag et al, 1985) mostraron que el sitio consistía de una capa superficial de limo suelto de 2.5 m de profundidad, arena limosa suelta entre los 2.5 m y 6.8 m de profundidad, y de una arcilla limosa muy rígida desde los

6.8 m hasta los 11.5 m de profundidad; el nivel de aguas freáticas se localizó a 1.5 m de la superficie.

En la figura 3.8 se describe el perfil del sitio con la localización de los acelerogramas, SM2 en la superficie y SM1 debajo de la base de la capa de arena limosa (7.5 m de profundidad), para más detalle de la colocación de la instrumentación consultar los reportes realizados por Hushmand et al. (1991, 1992) y Youd y Holzer (1994). El 23 y 24 de Noviembre de 1987, la naturaleza sacudió el sitio de Wildlife con dos sismos (Holzer et al, 1989), cada uno seguido por un "afterschock". Durante los primeros eventos, el sismo en el Rancho Elmore (ER) en Noviembre 23, a las 17:54 PST, $M = 6.2$, no se observó algún incremento en la presión de poro. El segundo evento, en Superstition Hills (SH) el 24 de Noviembre a las 5:15 PST, $M = 6.6$, generó un incremento en la presión de poro.

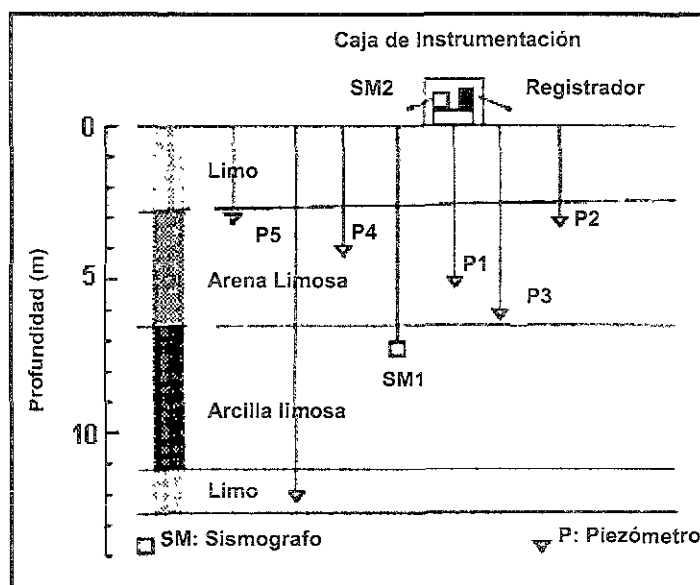


FIGURA 3.8 Sección transversal del sitio (Bennett et al, 1984)

El sismo fue moderado en ER, la fase fuerte de excitación fue durante los 3 últimos segundos (desde los 6 a los 9 segundos) con aceleraciones pico de 0.13g registrados en la superficie y de 0.07g registrada a 7.5 m (figura 3.9). En este caso no se detectan cambios en la presión de poro durante este evento (Holzer et al, 1989). Así, los registros del sismo de ER proporcionan una fuente valiosa de información sobre las condiciones del sitio antes de la licuación durante el sismo en SH (Superstition Hills).

El movimiento del sismo en SH fue más fuerte, con altos incrementos en la presión de poro. En las figuras 3.10 y 3.11 se describen los componentes de los registros de aceleración norte-sur (NS) y este-oeste (EW) en la superficie y a 7.5 m de profundidad; en la figura 3.12 se muestran los excesos de presión de poro medidos por P5 (a 2.9 m de profundidad). Los registros SH de superficie presentan algunos picos de aceleraciones muy peculiares (figura 3.10) asociadas con las depresiones simultáneas de las presiones de poro (figura 3.12). Los registros del sismo en SH (figuras 3.10 - 3.12), pueden dividirse en cuatro etapas:

Etapa 1 (0.0 – 13.7 s). La aceleración del suelo tuvo amplitudes bajas (máxima de 0.13g y 0.1g en superficie y pozo, respectivamente), e incrementos en la presión de poro muy pequeños.

Etapa 2 (13.7 – 20.6 s). Esta correspondió al movimiento más fuerte (con aceleraciones pico de 0.21g y 0.17g en superficie y pozo, respectivamente). La presión de poro se incrementó rápidamente, con pequeñas disminuciones instantáneas que ocurrieron en picos negativos en los registros de aceleración de superficie (picos 1 y 2 en la figura 3.10).

Etapa 3 (20.6 – 40.0 s). Los registros de aceleración no excedieron de 0.06g (en superficie y en pozo), se tuvieron grandes períodos (en la superficie) comparados con las etapas 1 y 2. La presión de poro siguió incrementándose, un número considerable de picos aparecieron en los registros de aceleración de superficie, otra vez los picos coinciden en la dirección negativa (Dobry et al, 1989; Holzer et al, 1989) con depresiones instantáneas en la presión de poro (picos 3 – 7 en la figura 3.10).

Etapa 4 (40.0 – 96.9 s). El exceso de presión de poro ha alcanzado una gran magnitud al término de la tercer etapa, continua incrementándose a menor proporción, nuevamente un número importante de disminuciones en la presión de poro se observan (figura 3.12).

Las investigaciones reportadas en el presente apartado fueron basadas en los registros de aceleraciones y de mediciones de presión de poro. Con esta información se obtuvieron: la historia de esfuerzo–deformación cortante dentro de los primeros 7.5 m de profundidad en la capa de sedimentos y la trayectoria de esfuerzos efectivos a la elevación del piezómetro P5 (2.9 m de profundidad). Se adoptó un proceso sencillo para obtener estimaciones directas basados solamente en los tres registros sísmicos. Las historias de esfuerzo–deformación fueron usadas después para examinar lo observado en la respuesta del sitio durante las etapas 1 a 4 descritas anteriormente. En vista de que se tenían solamente estos registros de aceleraciones reales (SM2 y SM1), se utilizó una interpolación lineal para evaluar las historias de esfuerzos y deformaciones cortantes dentro de los primeros 7.5 m. Se utilizaron las siguientes expresiones para calcular el esfuerzo cortante a la profundidad, z , y las historias de las deformaciones cortantes, γ , hasta la profundidad de 7.5 m:

$$\tau_z = \frac{1}{2} \rho Z(a_2 - a_z) \quad (3.05)$$

$$\gamma = \frac{d_1 - d_2}{h} \quad (3.06)$$

Donde:

a_2 = es la aceleración horizontal absoluta en la superficie (registrada por SM2).

a_z = es la aceleración horizontal absoluta a la profundidad z , evaluada a través de interpolación lineal, $a_z = a_2 + (a_1 - a_2)(z/h)$.

a_1 = es la aceleración horizontal absoluta a 7.5 m desde la superficie (registrada por SM1).

d_1 y d_2 = historia de desplazamientos horizontales obtenidos por doble integración de las historias de las aceleraciones a_1 y a_2 respectivamente.

h = es la distancia vertical entre SM1 y SM2.

ρ = es la densidad de masa del suelo (= 2000 kg/m³ aproximadamente, discutido por Haag et al, 1985).

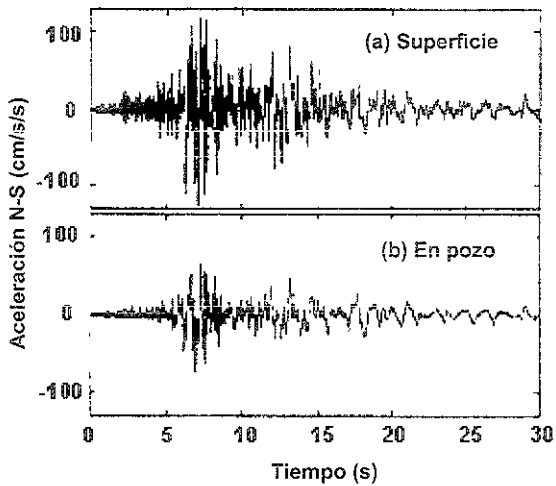


FIGURA 3.9 Registros de aceleración NS durante el sismo de 1987 en el Rancho Elmore: (a) de superficie; (b) de pozo (a 7.5 m); Zeghal y Elgamal (1994).

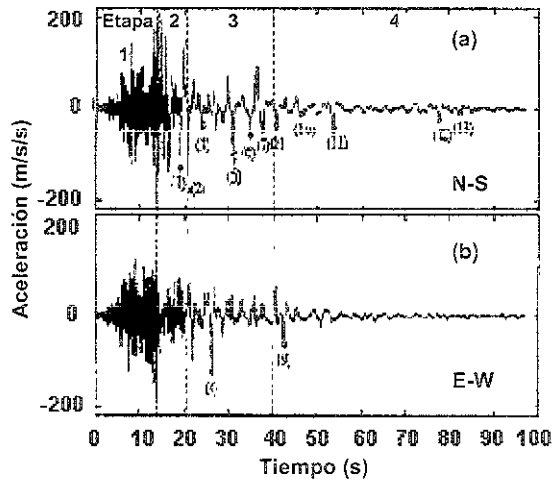


FIGURA 3.10 Registro de aceleración de superficie durante el sismo de Superstition Hills en 1987: (a) NS; (b) EW; Zeghal y Elgamal (1994).

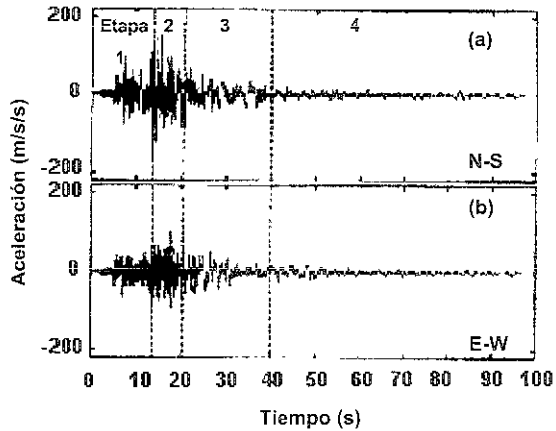


FIGURA 3.11 Registro de aceleración de pozo (a 7.5 m de profundidad) durante el sismo de Superstition Hills en 1987: (a) NS; (b) EW; Zeghal y Elgamal (1994).

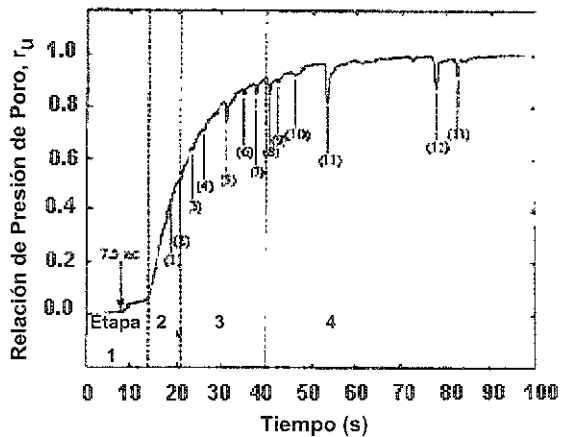


FIGURA 3.12 Medición de presión de poro por el Piezómetro P5(a la profundidad de 2.9 m) durante el sismo de Superstition Hills en 1987; Zeghal y Elgamal (1994).

En este contexto, la historia esfuerzo-deformación cortante describen los mecanismos de respuesta histerética no lineal del suelo. El esfuerzo cortante contra presión vertical efectiva ($\sigma'_v = \sigma_v - u$, donde u es el exceso de presión de poro medido por el piezómetro P5, y σ_v es el esfuerzo vertical total en la ubicación de P5), podría interpretarse como una trayectoria de esfuerzos efectiva. Finalmente, las deformaciones cortantes promedio contra presión efectiva vertical, ilustran el mecanismo del incremento de la presión de poro como una función de la amplitud de la deformación cortante cíclica.

En las figuras 3.13 a 3.15 describen la historia de los esfuerzos cortantes NS y deformación cortante promedio durante los sismos de ER (Elmore Rach) y SH (Superstition Hills), a la elevación del piezómetro P5 (profundidad = 2.9 m). Los dos sitios mostrados difieren notablemente durante esos dos sismos. La historia esfuerzo–deformación cortante de ER (Elmore Rach) no mostró una apreciable degradación de la rigidez del suelo; en la respuesta observada en SH (Superstition Hills) indica una progresiva pérdida de rigidez y reducción de la resistencia de fluencia.

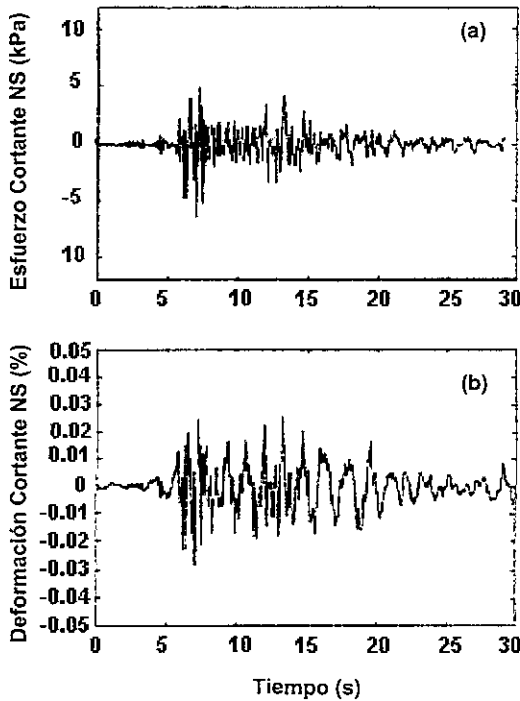


FIGURA 3.13 Sismo del Rancho Elmore en 1987: (a) NS historia de esfuerzo cortante (a la elevación de P5 o 2.9 m de profundidad); (b) historia de deformación cortante NS; Zeghal y Elgamal (1994).

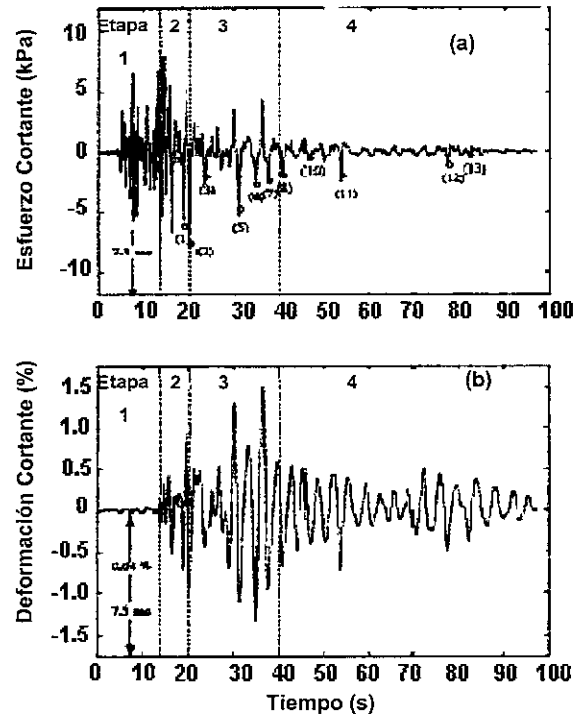


FIGURA 3.14 Sismo de Superstition Hills en 1987: (a) historia de esfuerzo cortante NS (a la elevación de P5 o 2.9 m de profundidad); (b) historia de deformación cortante NS; Zeghal y Elgamal (1994).

Durante las etapas 2 a 4 antes señaladas, ocurren considerables incrementos de esfuerzos y deformaciones cortantes (figuras 3.16 a 3.19), este incremento se presenta con mayor autoridad en dirección negativa (figuras 3.17 a 3.19); en consecuencia, se originan picos en las aceleraciones negativas y esfuerzos cortantes (figura 3.10), generándose una disminución simultánea en la presión de poro (figura 3.12).

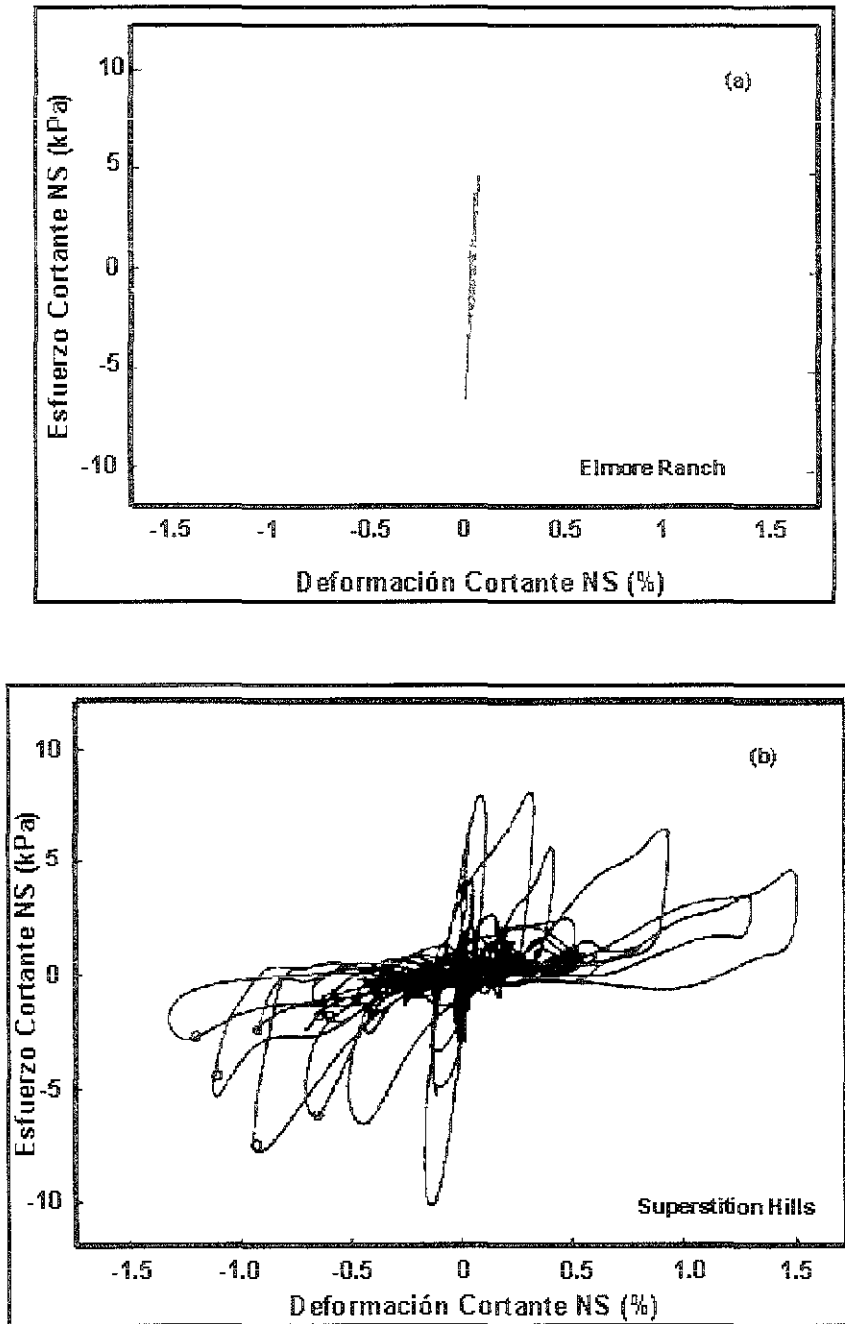


FIGURA 3.15. Historia esfuerzo- deformación cortante NS (a la elevación del P5 o 2.9 m de profundidad): (a) sismo del Rancho de Elmore en 1987; (b) sismo de superstition Hills en 1987; Zeghal y Elgamal (1994).

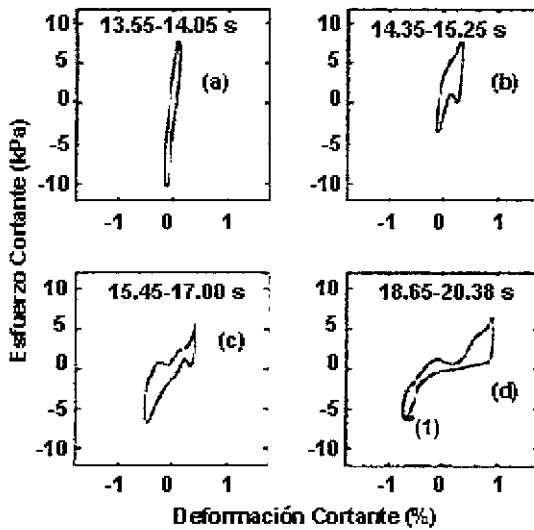


FIGURA 3.16 Historia esfuerzo-deformación cortante en la etapa 2 del sismo de Superstition Hills: (a) 13.55-14.05 s(NS); (b) 14.35-15.25 s (NS) ; (c) 15.45-17.00 s (NS); (d) 18.65-20.38 (NS) ; Zeghal y Elgamal (1994).

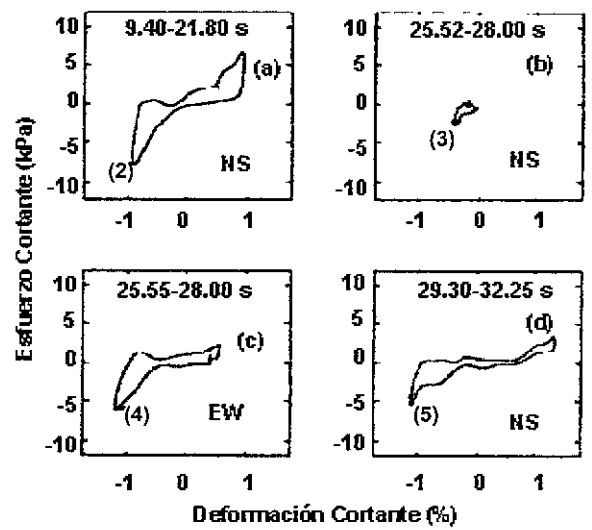


FIGURA 3.17 Historia esfuerzo-deformación cortante en la etapa 3 del sismo de Superstition Hills: (a) 19.40-21.80 s(NS); (b) 25.52-28.00 s (NS) ; (c) 25.55-28.00 s (EW); (d) 29.30-32.25 (NS) ; Zeghal y Elgamal (1994).

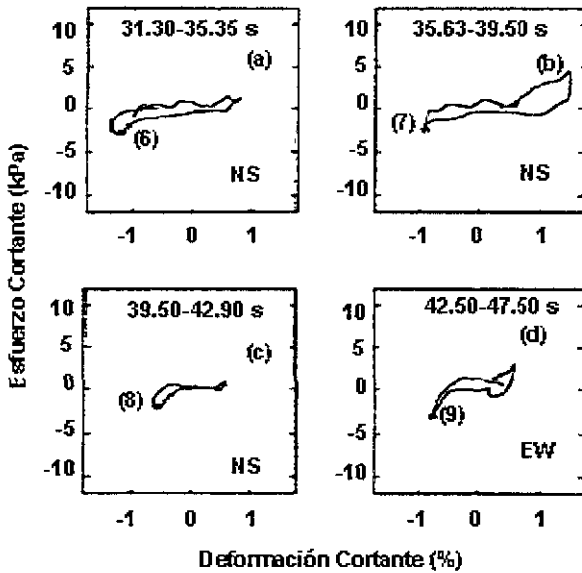


FIGURA 3.18 Historia esfuerzo-deformación cortante durante el sismo de Superstition Hills en 1987, los ciclos seleccionados de la etapa 3: (a) 31.30-35.35 s (NS); 35.63-39.50 s (NS); (c) 39.50-42.90 s (NS); (d) 42.50-47.50 s (EW) ; Zeghal y Elgamal (1994).

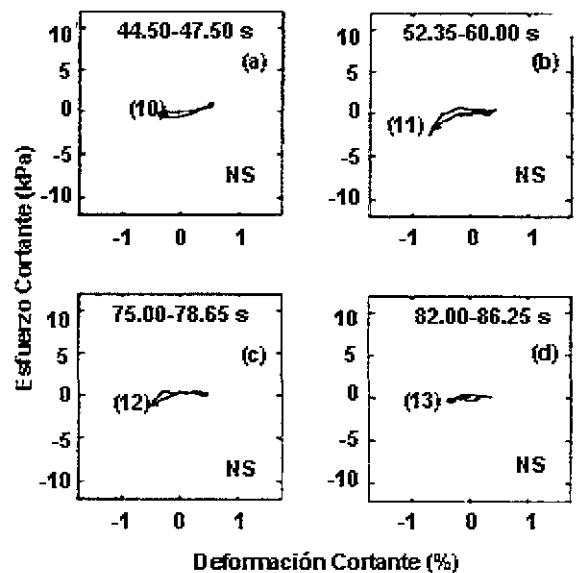


FIGURA 3.19 Historia esfuerzo-deformación cortante durante el sismo de Superstition Hills en 1987, los ciclos seleccionados de la etapa 4: (a) 44.5-47.50 s (NS); (b) 52.35-60.00 s (NS); (c) 75.00-78.66.25 s (NS); (d) 82.00-86.25 s (NS) ; Zeghal y Elgamal (1994).

3.4.3 Evidencias de dilatación en ensayos en centrífuga.

Antes de resumir los resultados obtenidos de modelación en centrífuga, es importante definir de manera sencilla lo que es una centrífuga. Esta es un mecanismo que gira y genera fuerzas centrífugas para conseguir esencialmente un campo gravitacional artificial mayor que es mayor que el gravitacional, esto con el objetivo de simular condiciones de esfuerzos en el modelo de suelo similares a los que se tienen en campo, durante eventos sísmicos.

En el presente apartado se discuten los resultados obtenidos de 11 ensayos en centrífuga modelando el fenómeno de licuación y desplazamientos laterales originados por un evento sísmico, usando para ello una caja laminar (Taboada y Dobry, 1998); estos mismos ensayos fueron realizados por Sharp (1999), pero él utilizó un fluido viscoso en lugar de agua. Los experimentos en centrífuga realizados por Taboada (1995) simulan una superficie horizontal o un talud con pequeña inclinación, de 10 m de espesor de arena gruesa saturada de extensión lateral infinita, compacidad relativa de 40%-45%, colocada sobre una base rígida impermeable.

Los estratos gruesos, homogéneos y limpios representan algunas situaciones muy específicas de licuación en el campo. En realidad, rara vez se tienen estas condiciones, y es más común que se presenten casos como lo son depósitos de arena fina o arena limosa, o suelos fuertemente estratificados de diferentes permeabilidades. Los resultados de ensayos en centrífuga presentados en esta tesis proporcionan conocimientos generales de los mecanismos y los parámetros que influyen en el fenómeno de desplazamientos laterales.

Se realizaron un total de 11 ensayos en centrífuga, dos de ellos modelaron un depósito con una superficie horizontal y nueve correspondieron a depósitos con superficie inclinada; los primeros (ensayos M1-1 y M1-2, con un $\alpha = 0^\circ$) representan a una capa horizontal de arena suelta sujeta a una excitación en la base, y los segundos (ensayos M2-1 a M2c-6 con $\alpha > 0^\circ$) caracterizan a taludes de arena suelta con inclinación muy suave. Los 11 experimentos fueron conducidos a 50g de aceleración centrífuga.

El suelo utilizado en estos ensayos fue arena limpia de Nevada con compacidad relativa de 40%-45%, saturada con agua, uniforme y fina, con $D_{50} = 0.15$ mm y permeabilidad $k = 0.0021$ cm/s (Arulmoli et al, 1992). La gravedad específica de la arena de Nevada era de 2.68 y su peso específico seco máximo y mínimo era de 17.33 y 13.87 kN/m³. La relación de vacíos mínima y máxima eran de $e_{\min} = 0.516$ y $e_{\max} = 0.894$, respectivamente.

Ya hemos comentado de manera muy resumida el concepto de una centrífuga y las características generales del material usado en este caso; en seguida nos dedicaremos a discutir los resultados obtenidos en centrífuga, ya que el objetivo de este apartado es presentar algunas evidencias del comportamiento dilatante de las arenas.

En la figura 3.20 se muestran los datos obtenidos de cuatros ensayos, donde el ángulo prototipo fue aumentando desde 0 a 10°, la frecuencia y la aceleración máxima fueron constantes a 2 Hz y 0.2g, respectivamente. En esta figura puede observarse cómo la presión de poro durante y después de la excitación fue similar y sin variación para los ensayos

correspondientes a $\alpha_{\text{campo}} = 0$ y 1.3° . Para los casos de $\alpha_{\text{campo}} = 4.8^\circ$ y 10° , existe una tendencia de disminución en la presión de poro durante y después de la excitación; esta disminución es mayor con el incremento de α_{campo} ; esto es consistente, ya que las disminuciones en la presión de poro están asociadas con una respuesta dilatante del suelo saturado. En la figura 3.20 r_u es la relación de exceso de presión de poro.

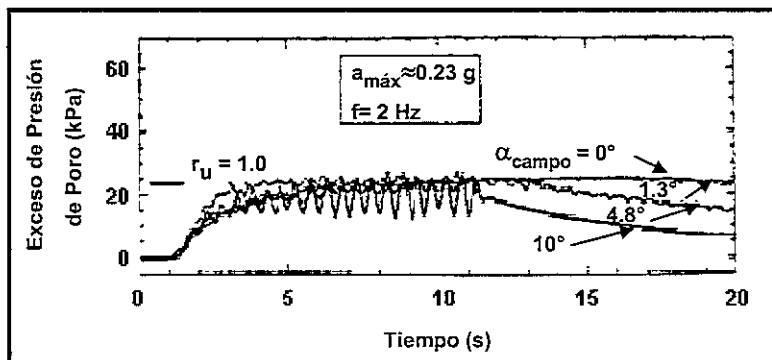


FIGURA 3.20 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con inclinación prototipo del talud (Taboada y Dobry, 1998).

El efecto de la frecuencia sobre la generación de la presión de poro puede observarse en la figura 3.21; en este gráfico se muestra la historia de exceso de presión de poro a la misma profundidad registrada en dos experimentos diferentes, en ambos casos, $\alpha_{\text{campo}} = 5^\circ$, y $a_{\text{máx}} = 0.2g$, pero f es de 1 y 2 Hz, respectivamente. En estos resultados también se muestran disminuciones cíclicas instantáneas en la historia de presiones de poro, esto nos indica nuevamente una respuesta dilatante del suelo, se refleja con mayor lustre cuando la frecuencia es de 1Hz.

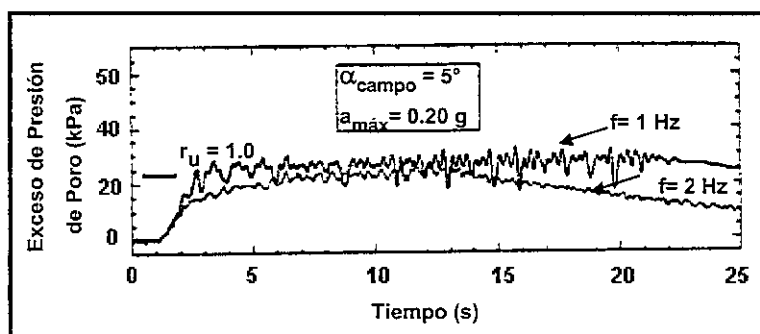


FIGURA 3.21 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con la frecuencia de excitación (Taboada y Dobry, 1998).

En la figura 3.22 se muestran los registros de aceleraciones obtenidos en algunos ensayos, donde la frecuencia varió de 1 a 2 Hz, la inclinación prototipo y aceleración máxima fueron constantes de 5° y de $0.2g$, respectivamente; el registro de aceleración correspondiente al ensayo con $f = 1$ Hz describe más y mayores picos cuesta arriba (negativos), que en el caso en que $f = 2$ Hz.

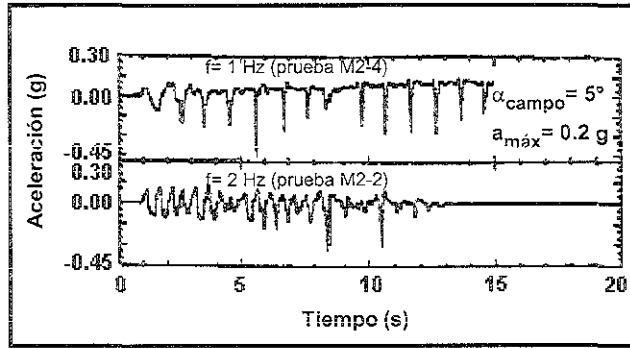


FIGURA 3.22 Registro de aceleración a 2.5 m prototipo con la frecuencia de excitación (Taboada y Dobry, 1998).

Las aceleraciones cuesta arriba (negativas) de la figura 3.23 son mayores que las aceleraciones cuesta abajo, debido a las altas frecuencias de picos de aceleraciones cuesta arriba. Como se muestra después aquí, esos picos se originan por el incremento en la resistencia de la arena saturada debido a su respuesta dilatante en cada ciclo de excitación; esto también se confirma en la figura 3.23 por la coincidencia de los picos de aceleración negativos y las disminuciones en los registros de presión de poro correspondientes al mismo tiempo.

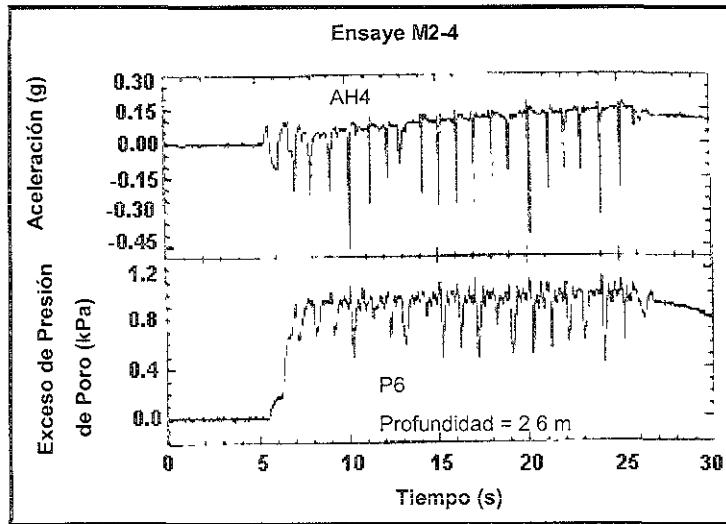


FIGURA 3.23 Registro de aceleración lateral y presión de poro en el suelo a una profundidad de 2.6 m (Ensayo M2-4), Taboada y Dobry (1998).

En la figura 3.24 se presenta la respuesta esfuerzo-deformación a lo largo de toda la excitación a la profundidad de 3.75 m, para el ensayo M2-4. En este caso la profundidad máxima de licuación que se experimentó fue de 5 m, por lo que la figura 3.24 muestra el comportamiento de un suelo licuado.

Los resultados mostrados en la figura 3.24, indican que la respuesta cíclica dilatante solamente ocurre cuando la deformación se experimenta en la dirección cuesta abajo (lo que explica la asimetría de los picos de las aceleraciones en la figura 3.23), mientras la deformación desarrollada cuesta arriba suscita contracción; la respuesta dilatante y el correspondiente incremento en la resistencia típicamente ocurre a una deformación cíclica del orden de 0.5% a 2%. Como se muestra en la figura 3.24, en el ensaye M2-4 a la profundidad de 3.75 m, donde la respuesta dilatante fue alcanzada prácticamente en todos los ciclos para la deformación permanente cuesta abajo, con una deformación total acumulada $\gamma = 7\%$ tomando lugar en los primeros seis ciclos.

Con base en los resultados en centrífuga, específicamente en el modelado de taludes con inclinación moderada, se presenta un comportamiento dilatante en arenas saturadas, debido, tanto a los picos en los registros de aceleraciones como en la disminución en los registros de los piezómetros. Los movimientos del suelo pueden ser cuesta arriba y cuesta abajo, su desplazamiento en cualesquier dirección puede ser disminuido por el fenómeno de dilatación; al respecto, ocasionado una interrupción temporal en el movimiento del bloque de suelo licuado.

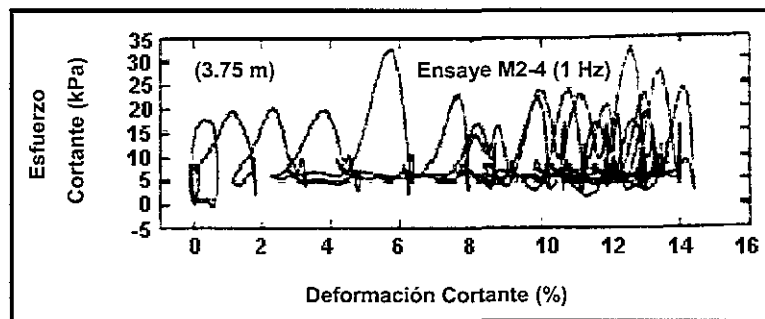


FIGURA 3.24 Historias de esfuerzo-deformación cortante a 3.75 m de profundidad para el ensaye M2-4; Taboada y Dobry (1998).

3.5 Conclusiones.

Una vez bosquejados los métodos más conocidos para evaluar los desplazamientos laterales debidos a licuación, se resume lo siguiente:

- El método empírico propuesto por Hamada et al. (1986) desprecia muchos factores que afectan el fenómeno de los desplazamientos laterales, como son, las propiedades físicas y mecánicas del depósito, características del sismo que genera los desplazamientos, y el comportamiento dilatante de las arenas; sin embargo, toma en cuenta el espesor licuado y la pendiente del talud, los cuales tienen una función importante en los niveles de deformación permanentes.
- El método empírico de Bartlett y Youd (1995) propone una alternativa mucho más razonable, tomando en cuenta diferentes parámetros que están relacionados directamente con la magnitud del sismo, propiedades físicas del depósito, y

condiciones topográficas; sin embargo, éste no considera el comportamiento dilatante del suelo.

- Los métodos de laboratorio, tanto los ensayos de mesa vibradora como los ensayos en centrífuga, tienen un objetivo principal, que es el de proporcionar información sobre los factores que gobiernan el fenómeno de desplazamientos laterales, para que posteriormente estos resultados sean una base en propuestas de métodos analíticos.
- En lo respecta a los métodos analíticos, el método propuesto por Thowata et al. (1992) considera que los efectos de las fuerzas de inercia son despreciables, y establece que la resistencia cortante es nula, despreciando bruscamente el incremento de la resistencia debido a la presencia del fenómeno de dilatación. De lo anterior podemos comentar que la resistencia cortante cíclica no es despreciable y sí influye en la magnitud de los desplazamientos laterales, así como el correspondiente incremento producido por dilatación.
- El método de deformación plana propuesto por Dobry et al. (1995), trata de involucrar los factores más importantes observados hasta ese momento para taludes con superficie libre, como son, la altura de la superficie libre, ángulo de falla del material, así como los niveles de deformaciones cortantes debido a la dilatación desarrolladas por un cierto número de ciclos de excitación. Este método desprecia los desplazamientos que se producen después de excederse el nivel de deformación de fluencia del 1%.

Una vez analizadas todas las evidencias sobre la respuesta dilatante en arenas durante eventos sísmicos, tanto de laboratorio, de campo y de resultados en centrífuga; observamos claramente el papel tan importante que juega el comportamiento dilatante en la limitación de los desplazamientos laterales; mientras la resistencia residual es extremadamente baja antes de la dilatación, las deformaciones cortantes acumuladas en cada ciclo de excitación es controlada con mayor jerarquía por la respuesta dilatante que por el valor de la resistencia residual. Sin embargo muchos de los métodos antes señalados desprecian el comportamiento dilatante observado.

La principal conclusión de todas estas evidencias (de laboratorio, de campo y de ensayos en centrífuga), es que ningún método debe ser usado en la predicción de los desplazamientos laterales, sin incluir el comportamiento dilatante de las arenas, y los factores más importantes que lo gobiernan.

CAPÍTULO 4.

MODELOS DE COMPORTAMIENTO Y MECANISMOS DE DESLIZAMIENTO PROPUESTOS

4. Modelos de comportamiento y mecanismos de deslizamiento propuestos.

La predicción de desplazamientos laterales permanentes ha sido un problema muy difícil de tratar en la ingeniería geotécnica. Los daños que han resultado de los desplazamientos laterales inducidos por el fenómeno de licuación han sido de gran trascendencia durante muchos años, y por tal motivo ha surgido la necesidad de investigar acerca de ello. Con las investigaciones realizadas, se han propuesto métodos para simular y tratar de predecir de manera razonable la naturaleza de dicho fenómeno, sin embargo, algunos presentan limitaciones y otros proporcionan resultados incongruentes. Todo esto nos ha motivado para abordar el tema, con el objetivo de realizar una propuesta analítica para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación.

4.1. Comportamiento de desplazamientos laterales debidos a licuación como un bloque deslizante rígido.

Diversas investigaciones sobre el fenómeno de los desplazamientos laterales han sido realizadas utilizando el mecanismo de la centrífuga. Las principales instituciones que han abordado el tema son, RPI (Rensselaer Polytechnic Institute), la Universidad de California, Davis, y Caltech (Arulanandan y Scott, 1993). Estas instituciones han realizado los mismos ensayos, con el objetivo de unificar criterios. Los resultados obtenidos por estas tres instituciones muestran un comportamiento bastante similar en los registros de presión de poro y desplazamientos laterales como se observa en las figuras 4.1 y 4.2, respectivamente. Los movimientos laterales cesan tan pronto que la excitación termina, aproximadamente a los 12 segundos (ver, figura 4.2), y los tres registros de desplazamientos laterales acumulados en la superficie oscilan en un rango de 45 y 48 cm, como se muestra en la figura 4.3. En la figura 4.2 se observa clara trayectoria de desplazamientos acumulados por ciclo cuesta abajo del talud, el cual es más o menos constante a lo largo de la excitación; sin embargo, en esta figura se observa que la trayectoria de los desplazamientos tiende a bajar progresivamente durante la excitación; esto puede explicarse señalando la existencia de un movimiento cíclico de la masa de suelo licuado cuesta arriba y cuesta abajo del talud. En los resultados obtenidos por RPI, se observa que a los 3 segundos la profundidad de licuación es aproximadamente de 2 m, y de 3 a 6 segundos el espesor de licuación bajo a 3.5 m, donde éste permaneció después de la excitación. Esta frontera separó claramente las condiciones de un suelo licuado y no licuado. La acumulación de los desplazamientos laterales está correlacionada con el registro de presión de poro. Los máximos desplazamientos relativos se presentaron entre los transductores de desplazamientos ubicados en la parte superior e inferior de la frontera que divide a un suelo que presenta condiciones de licuación y ausencia de licuación (3.5 m), siendo estos de 30 cm, experimentándose grandes deformaciones cerca de la frontera. Con esto se puede señalar que el bloque de suelo en condiciones de licuación es acotado por la superficie y la frontera ubicada a 3.5 m de profundidad, experimentando este un desplazamiento como cuerpo rígido deslizando sobre la frontera de suelo no licuado, ubicada a 3.5 m de profundidad aproximadamente.

Por tanto, el mecanismo de los desplazamientos laterales puede ser simulado por medio de un análisis de bloque deslizante rígido-tipo Newmark, en el cual se enfatiza la importancia de las fuerzas de inercia sobre la acumulación de los desplazamientos laterales, así como

una superficie de falla definida como la frontera entre el suelo en condiciones de licuación y el suelo ausente del fenómeno de licuación. Aunado a esto, en esta técnica podemos involucrar los factores más importantes que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales definidos en el capítulo II como son, espesor de licuación, ángulo de inclinación del talud, resistencia residual, y características del sismo.

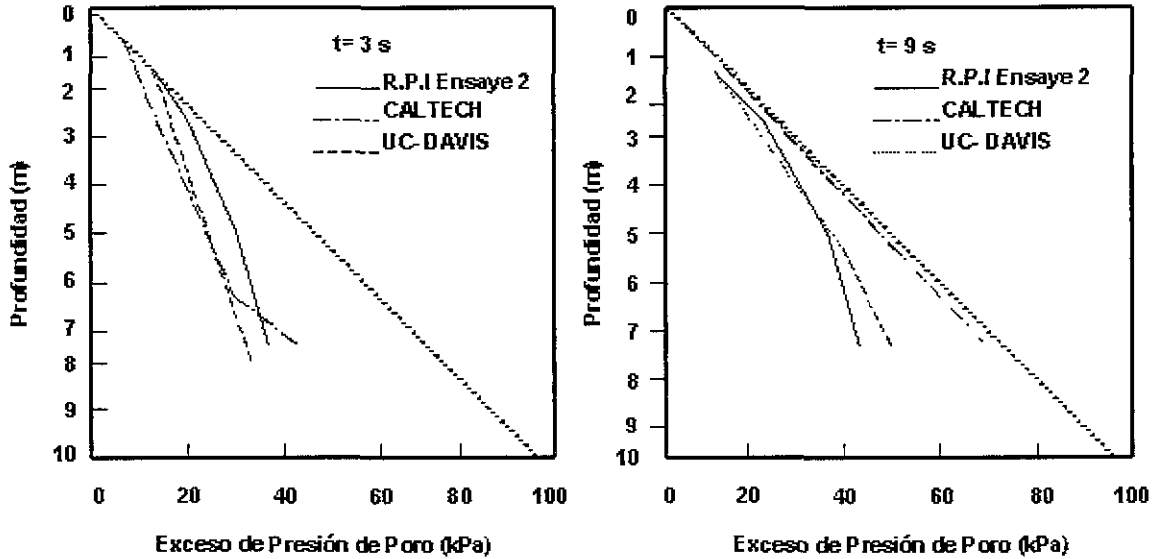


FIGURA 4.1 Registros de exceso de presión de poro a $t=3$ s y $t=9$ s para los ensayos realizados por RPI, UCD, y CALTECH.

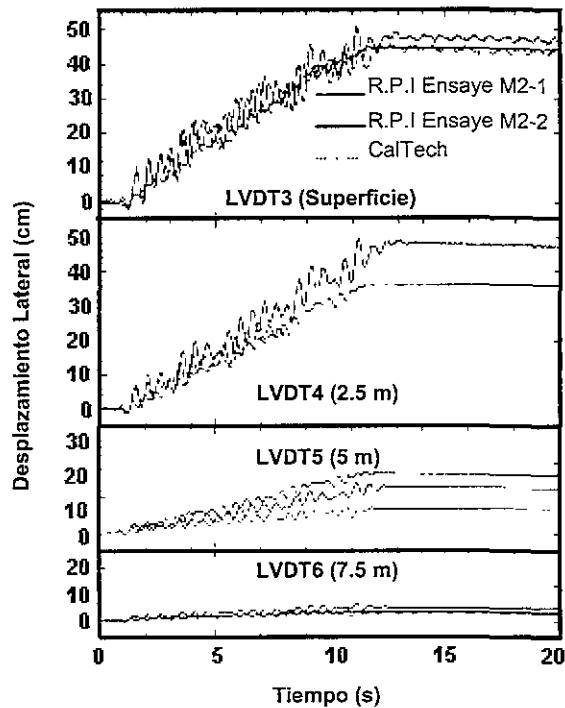


FIGURA 4.2 Historia desplazamientos laterales-tiempo, para los ensayos realizados por RPI (Taboada y Dobry, 1998).

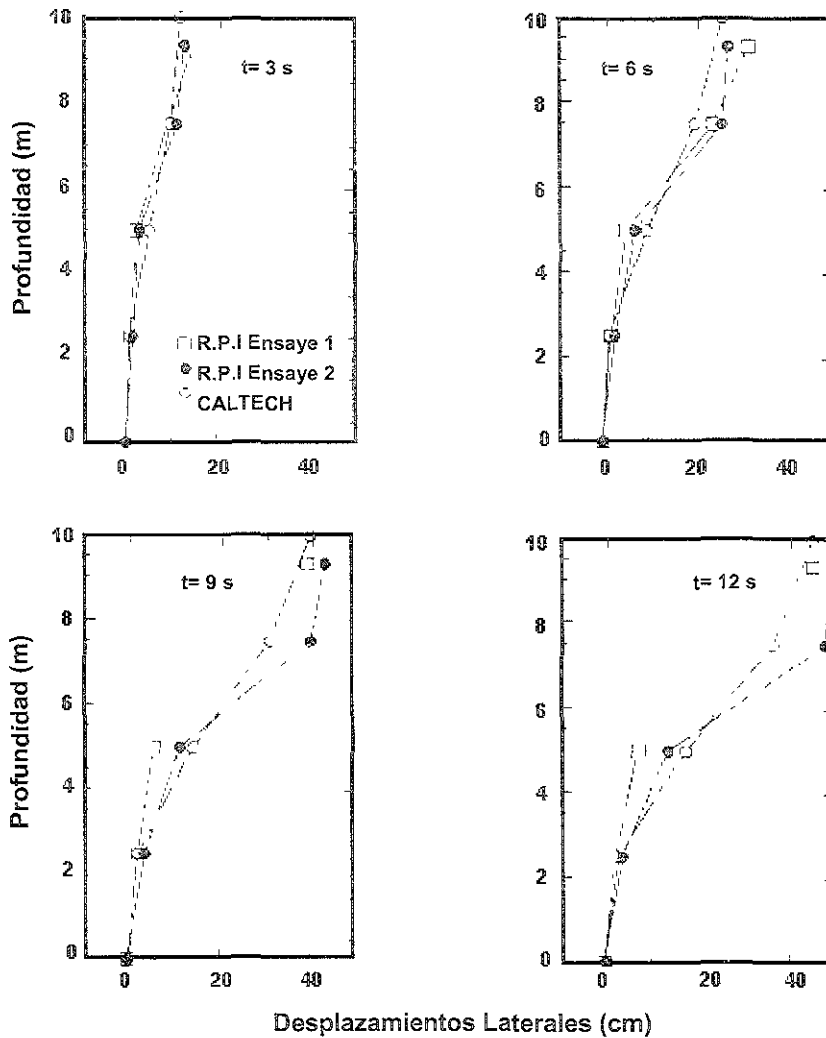


FIGURA 4.3 Perfiles de desplazamientos laterales a diferentes tiempos para los ensayos realizados por RPI, UCD, y CALTECH.

4.2. Modelos de comportamiento considerados en la técnica de análisis del bloque deslizante.

Como objetivo de esta tesis se analizan dos modelos de comportamiento esfuerzo-deformación:

- Modelo con resistencia residual constante durante el fenómeno de licuación, es decir, se ignora el posible incremento de la resistencia cortante debido al fenómeno de dilatación, por lo que la aceleración de fluencia permanece constante.
- Modelo con resistencia residual variable cíclicamente durante el fenómeno de licuación originado por la presencia del fenómeno de dilatación a grandes niveles de

deformación cortante y, por tanto, con una aceleración de fluencia variable con el nivel de deformación cortante.

Las bases del comportamiento dilatante de las arenas se fundamentan principalmente en evidencias de campo, laboratorio y resultados obtenidos de ensayos en centrífuga. Se proponen expresiones matemáticas sencillas que nos permiten definir la aceleración de fluencia en función de las condiciones topográficas y geológicas del sitio en estudio, como se comentó en los capítulos II y III de esta tesis; se define un desplazamiento absoluto, producto de un proceso de adición de desplazamientos laterales originados por la fluencia del bloque en dirección cuesta arriba y cuesta abajo del talud analizado. Para incrementar la versatilidad del modelo y modificaciones propuestas, adicionamos un programa implementado en un ambiente visual (ver en Apéndice A), el cual fue calibrado con resultados obtenidos en ensayos en centrífuga proporcionados por Taboada (1995), y finalmente se analizan algunos casos históricos de desplazamientos laterales y se establece un procedimiento analítico.

4.2.1 Efecto de dilatación.

En el capítulo III se expusieron evidencias de la presencia e importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación. Con el objetivo de remarcar el comportamiento dilatante de las arenas, en este apartado se presentan las evidencias más importantes con las que contamos, principalmente las obtenidas en campo (esto con el objetivo de mostrar el comportamiento de la naturaleza misma), y los resultados en centrífuga, ya que este mecanismo nos permite simular las condiciones reales en campo y algunos resultados obtenidos en ensayos de laboratorio.

Los registros de aceleración y de presión de poro obtenidos durante el sismo de Superstition Hills en Imperial County, California, en 1987, muestran aspectos interesantes relacionados con el fenómeno de dilatación de las arenas durante la licuación, como se comentó en el capítulo III. La presencia simultánea de los picos de aceleración y disminución en la presión de poro no sucedieron por coincidencia, como lo mostraron los Profesores Zhegal y Elgamal (1994), quienes obtuvieron la respuesta esfuerzo-deformación cortante promedio (del estrato de arena limosa) durante el sismo de 1987 en California; al inicio del registro se observa que los ciclos esfuerzo-deformación están bien definidos y su comportamiento es bueno; después de presentarse la licuación, se tienen ciclos muy irregulares (suelo en estado licuado, con rigidez y resistencia muy bajas), hasta alcanzarse una deformación cíclica cortante aproximadamente del 0.2% a 0.3%; en este punto el suelo tiende a dilatarse; la disminución en la presión de poro se hace presente, y el suelo llega a ser muy rígido repentinamente, este proceso se presenta en cada ciclo.

En lo que respecta a los resultados obtenidos de ensayos en centrífuga (Taboada, 1995), nuevamente se observa la presencia de altas frecuencias de picos en los registros de aceleración, así como la correspondiente disminución en la presión de poro, de manera similar se presentaron en los resultados obtenidos por Sharp (1999). Todos los picos presentados en los registros obtenidos de ensayos en centrífuga son negativos, lo cual significa que ellos apuntan cuesta arriba, es decir, en dirección opuesta a la que se

acumulan los desplazamientos laterales; por otro lado, la historia esfuerzo-deformación cortante indica que la respuesta cíclica dilatante solamente ocurre cuando la deformación se lleva a cabo en dirección cuesta abajo, por tanto, esto explica la asimetría existente de los picos presentados en el registro de aceleración. Esas grandes aceleraciones cuesta arriba debidas a la respuesta dilatante del suelo licuado, juegan un papel muy importante en la limitación de los desplazamientos laterales como se mostrará posteriormente.

Por otro lado, también se cuentan con evidencias de laboratorio del fenómeno de dilatación, para ello mostramos brevemente resultados obtenidos en ensayos cíclicos no drenados de corte simple en arena de Nevada (Arulmoli et al. 1992), ver figura 4.4.

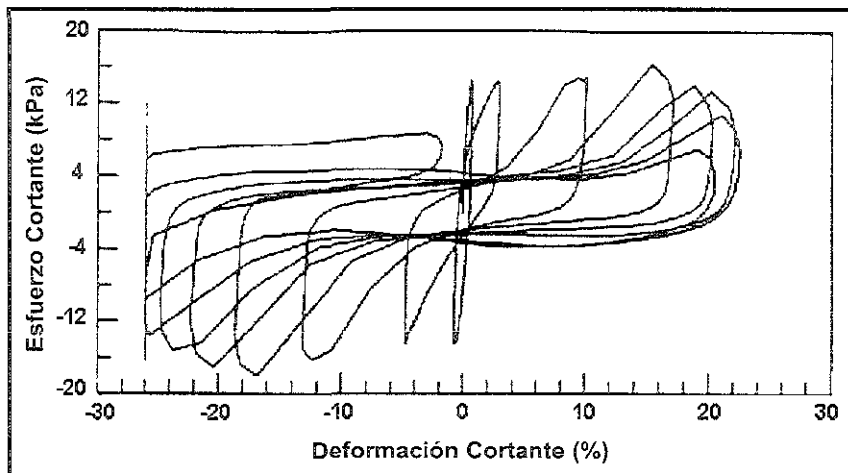


FIGURA 4.4 Relación esfuerzo-deformación cortante obtenida en ensaye de corte directo cíclico en arena de Nevada con $D_r = 60\%$ (Arulmoli et al. 1992).

Con todas estas evidencias, podemos concluir que es necesario considerar un modelo de comportamiento esfuerzo-deformación cortante que considere el fenómeno de dilatación con el objetivo de predecir los desplazamientos laterales debidos a licuación haciendo uso del bloque deslizante. Por ello en esta ocasión analizamos la importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales. Para cumplir con este objetivo se toma en cuenta el modelo de comportamiento mostrado en la figura 4.5.

Uno de los puntos más importantes que se han observado en los resultados de centrífuga, es que el fenómeno de dilatación tiende a presentarse en todo el espesor licuado; sin embargo, este fenómeno se atenúa al acercarnos a la superficie, es decir, la dilatación suele ser más importante en la zona de interfaz (frontera de suelo licuado y no licuado). Con base en lo explicado anteriormente, se presentan los registros de aceleración a diferentes profundidades de un ensaye en centrífuga modelando el comportamiento de la arena de Nevada. En la figura 4.6(a) y 4.6(b) se muestran los acelerogramas registrados a 0.5 m y 2.5 m de profundidad, en estos gráficos se observa que el material se encuentra completamente licuado, ya que el suelo no tiene capacidad para seguir la excitación aplicada (figura 4.6d); sin embargo, se observan pequeños picos de aceleración como un reflejo de la presencia del fenómeno de dilatación, presentándose estos últimos con mayor frecuencia y amplitud a una profundidad de 7.5 m (figura 4.6c), esta profundidad

corresponde aproximadamente a la profundidad en la que el material deja de presentar características de licuación. Por tanto, el comportamiento dilatante del suelo se aplica en la zona de interfase con el objetivo de disminuir los desplazamientos laterales del bloque, con respecto a la base, al incrementarse la resistencia residual del material y reflejarlo en el incremento de la aceleración de fluencia.

Con todo lo anterior proponemos que el incremento de resistencia residual del material, definido en la presente tesis como resistencia cortante de fluencia (τ_f), presentado durante el fenómeno de licuación de los suelos arenosos al experimentarse niveles de deformación cortante en cada ciclo de excitación mayores a la deformación de fluencia (γ_f), sea considerado, idealizando este incremento de resistencia con una pendiente de dilatación en la relación esfuerzo-deformación cortante, denominada en esta tesis como (M).

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación mostrado en la figura 4.5 es una simplificación del comportamiento de los suelos arenosos en condiciones de licuación observado en campo y laboratorio. Este modelo considera el comportamiento dilatante del suelo al exceder un nivel de deformación cortante, γ_f . La dilatación del bloque puede presentarse en ambos sentidos, es decir, cuesta abajo y cuesta arriba del talud.

Al presentarse el fenómeno de licuación durante un evento sísmico el suelo tiene una resistencia al cortante (τ_f), con esta resistencia se define una aceleración de fluencia, la cual puede ser o no excedida por las amplitudes de aceleración del sismo. Supongamos que la aceleración de fluencia cuesta abajo es excedida, por lo que daría inicio al movimiento lateral del bloque en esa dirección. Este deslizamiento genera deformaciones cortantes, es decir, nos ubicaríamos en el tramo A-B de la figura 4.5; al acumularse los desplazamientos en este sentido, se incrementan las deformaciones cortantes. Estas deformaciones podrían exceder el nivel de deformación cortante de fluencia (γ_f), punto B de la figura 4.5, en ese momento se incrementa la resistencia cortante de fluencia por la presencia del fenómeno de dilatación, este aumento de resistencia es proporcional al incremento de las deformaciones cortantes después de γ_f (definido por la relación de dilatación M), restringiéndose de manera importante los desplazamientos laterales en esta dirección. Este proceso continúa hasta cambiar de sentido el movimiento de la excitación, punto D de la figura 4.5 (este punto corresponde a la resistencia cortante de fluencia τ_f); si la aceleración de fluencia cuesta arriba del talud es excedida, daría lugar al movimiento del bloque en ese sentido, teniéndose una condición dentro del segmento D-E de la figura 4.5. Al acumularse los desplazamientos en esta dirección, el nivel de deformación cortante podría exceder a (γ_f) y, presentarse el fenómeno de dilatación restringiendo el movimiento. Es importante aclarar que el nivel de deformación cortante de fluencia (γ_f), es constante en cada ciclo, es decir, la distancia A-B, D-D, G-H, y J-K son iguales. La resistencia cortante al inicio de cada ciclo corresponde a τ_f .

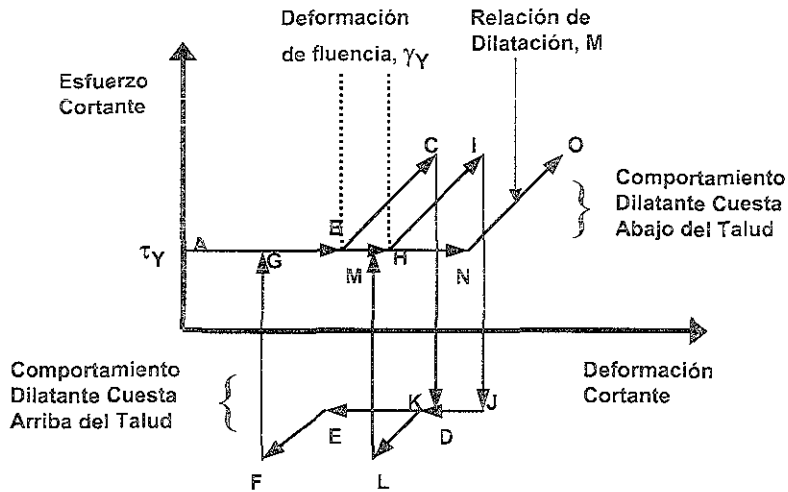


FIGURA 4.5 Modelado de la relación esfuerzo-deformación cortante de suelos arenosos durante un sismo.

Para dejar claro la consideración del incremento de resistencia debido al fenómeno de dilatación, realizamos el siguiente análisis, cuando la aceleración del sismo excede a la aceleración de fluencia del bloque de suelo cuesta arriba o cuesta abajo, es decir, el bloque puede deslizarse en cualesquiera de las dos direcciones, como se observó físicamente en los resultados de modelación en centrífuga (ver, figura 4.2). En este caso, estamos considerando que el bloque es rígido, es decir, que no sufre deformación, sin embargo, existe una correlación razonable entre los desplazamientos laterales máximos (en la superficie) y el espesor de licuación con los niveles de deformación cortante en la zona de interfase (frontera de suelo licuado y no licuado). Lo anterior se considera bastante aceptable, ya que los desplazamientos que se predicen en este trabajo son los desplazamientos máximos (en la superficie) que desarrolla un bloque rígido, donde las deformaciones que se experimentan en la base de este bloque alcanzan niveles muy considerables debido al fenómeno de transición (suelo licuado y no licuado), esto como una consecuencia de los pequeños desplazamientos que se producen en esta zona de transición con respecto a los desplazamientos laterales que experimenta el bloque que se forma debido a la licuación.

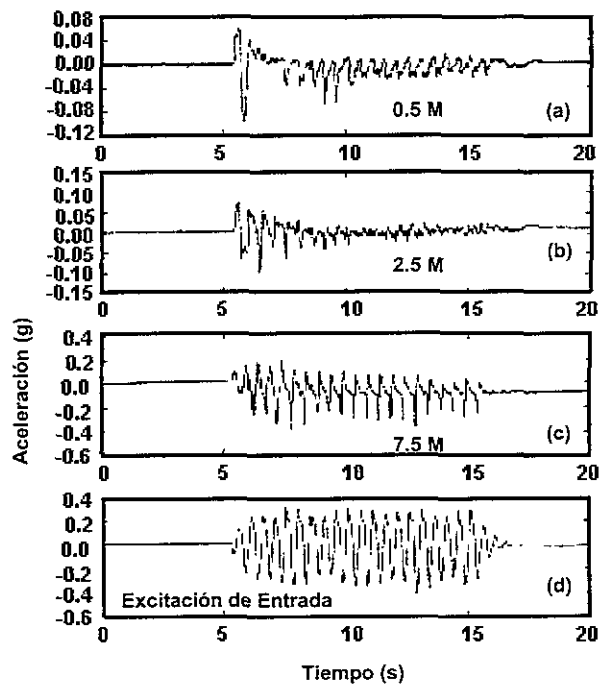


FIGURA 4.6 Registros de aceleración obtenidos en un modelo de arena de Nevada con $D_r=45\%$ ensayado en centrífuga; Taboada (1995).

Una referencia importante del fenómeno señalado anteriormente, son los resultados obtenidos en modelación en centrífuga realizados por Taboada (1995) y Sharp (1999), por tal motivo retomaremos brevemente estos resultados enfocándonos específicamente en los desplazamientos laterales en superficie y los niveles de deformación cortante en la zona de transición antes señalada. El ensaye M2-2 (Taboada, 1995) modela un talud con una inclinación de 4.8° , al que se aplicó una excitación en la base de $0.23g$ como aceleración máxima, frecuencia de 2 Hz y 22 ciclos, los registros de desplazamientos laterales en superficie y deformaciones cortantes en la zona de transición (aproximadamente a 3.8 m) se muestran en la figura 4.7. Otro ejemplo, es el ensaye L75V-4-10 realizado por Sharp (1999) quien modela un talud con una inclinación de 5° , el cual es sujeto a una excitación con amplitud máxima de $0.38g$, frecuencia de 2 Hz , y 22 ciclos senoidales, en la figura 4.8 se presentan los registros de desplazamientos laterales en superficie y deformaciones cortantes en la zona de transición (aproximadamente a $5\text{-}5.5\text{ m}$). Finalmente en la tabla 4.1 se resumen los resultados de modelación en centrífuga que relacionan a los niveles de deformación cortante en la zona de transición con los desplazamientos laterales y espesor de licuación.

En la tabla 4.1 se observa claramente que el error máximo que se presenta en la definición de la deformación cortante es de aproximadamente del 25% respecto a lo medido en los ensayes en centrífuga; por tanto, podemos concluir razonablemente que una forma de definir las deformaciones cortantes que se experimentan en la zona de transición (frontera entre suelo en condiciones de licuación y suelo no licuado, parte inferior del bloque deslizante), es dividir la amplitud de los desplazamientos laterales desarrollados en cada ciclo y en el sentido de la excitación, ya que la dilatación se presenta en cada uno de ellos, entre la profundidad en la cual el suelo es susceptible a licuación.

Cuando las deformaciones experimentadas en un ciclo exceden a la deformación cortante de fluencia, γ_Y , se inicia el proceso de dilatación (incremento de resistencia al cortante). Este incremento de resistencia se idealiza como un incremento en la ordenada de la historia esfuerzo-deformación cortante, como se muestra en la figura 4.9.

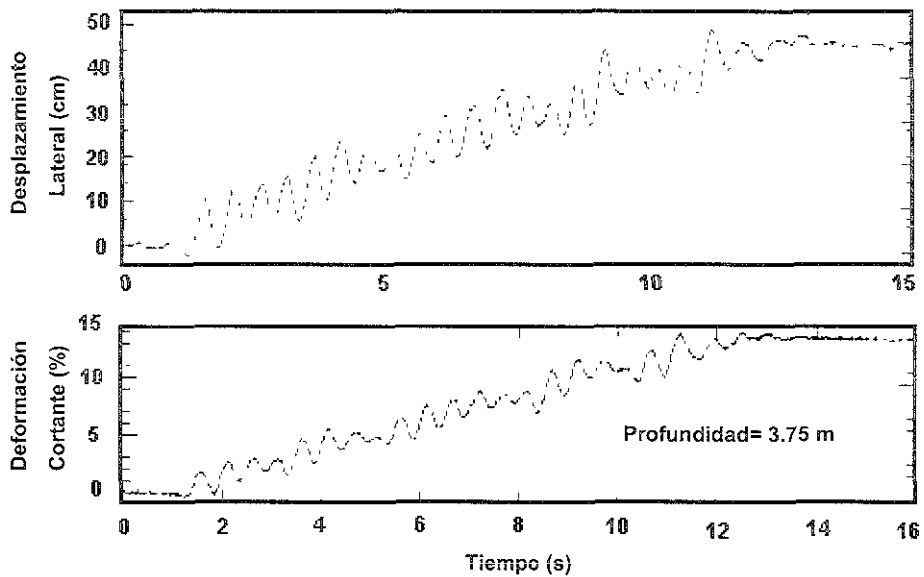


FIGURA 4.7 Registros de desplazamientos laterales y deformación cortante del ensaye M2-2 (Taboada, 1995).

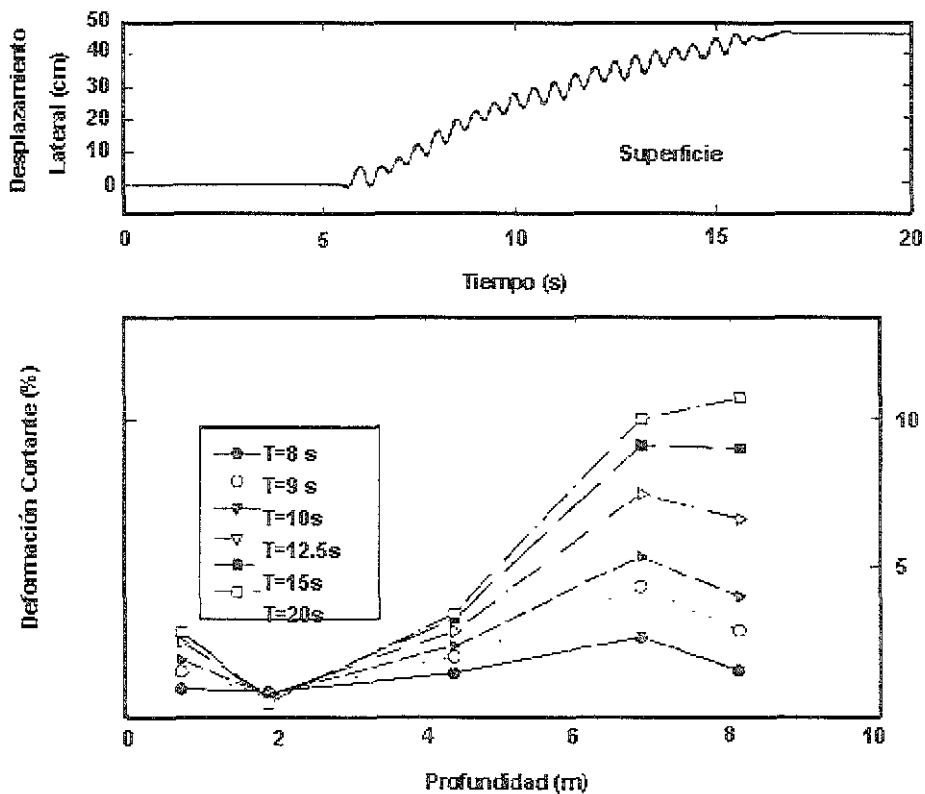


FIGURA 4.8 Registros de desplazamientos laterales y deformación cortante del ensaye L75V-4-10 (Sharp, 1999).

Tabla 4.1 Relación de D_H , H_L , con el nivel de deformación cortante en la zona de transición.

<i>Taboada (1995)</i>						
Ensaye	Espesor Licuado H_L (m)	Tiempo (s)	D_H en Superficie (cm)	$\gamma = D_H / H_L$ (%)	γ_{Medido} (%)	Error (%)
M2-1	3.80	3	14	3.68	3.00	22.00
		6	28	7.37	6.40	15.00
		9	37	9.70	8.00	21.00
		12	44	11.57	10.30	12.00
M2-2	3.80	3	12	3.16	2.70	17.00
		6	24	6.32	6.00	5.00
		9	32	8.42	9.00	6.40
		12	47	12.37	13.00	4.80
M2-3	6.90	6	6	0.87	0.90	3.30
		10	60	8.69	11.50	24.00
		12	75	10.87	-	-
		16	97	4.06	-	-
M2-4	4.50	10	18	4.00	4.30	6.90
		15	40	8.89	10.00	11.00
		20	52	11.56	14.00	17.00
		25	61	13.55	15.30	11.40
M2a-3	3.80	3	1	0.26	0	-
		6	0	0	-	-
		9	6	1.58	1.40	12.80
		12	12.2	3.21	2.80	14.60
M2a-4	3.80	3	0.5	0.13	0	-
		6	0	-	0	-
		9	6	1.58	1.60	1.25
		12	14	3.68	3.00	22.60
<i>Sharp (1999)</i>						
L75V-4-10	5.50	6	5	0.91	1.00	9.00
		10	25	4.55	4.02	13.20
		12	32	5.82	5.29	10.00
		16	46.5	8.45	6.80	24.30
L75V-2-10	4.50	6	1	0.22	0.20	10.00
		10	6	1.30	1.00	30.00
		12	11	2.40	2.00	20.00
		16	21	4.67	3.80	22.00
L65V-4-10	5.50	6	2	0.36	0.32	12.50
		10	30	5.45	7.00	22.00
		12	40	7.27	9.20	21.00
		16	63	11.45	12.30	6.90
L65V-2-10	5.0	6	2	0.40	0.38	5.20
		10	11	2.20	1.80	22.20
		12	17	3.40	3.00	13.30
		16	25	5.00	4.20	19.00

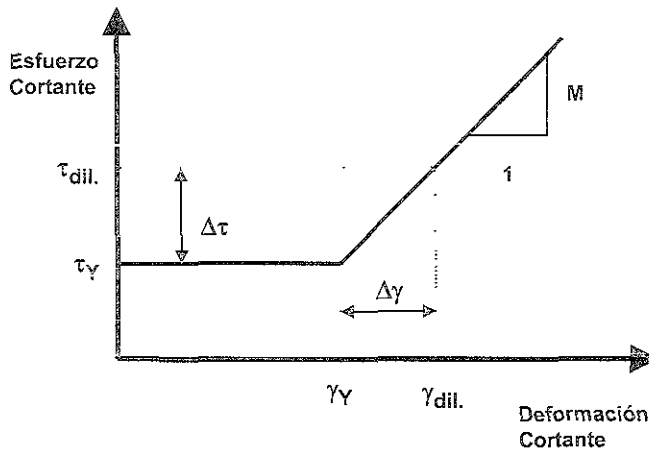


FIGURA 4.9 Concepto del incremento de resistencia al esfuerzo cortante.

De la figura 4.9, se define la relación de dilatación, M , de la siguiente manera:

$$M = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (4.01)$$

Si resolvemos para $\Delta\tau$, tenemos lo siguiente:

$$\Delta\tau = \Delta\gamma * M \quad (4.02)$$

El incremento de resistencia al esfuerzo cortante, $\Delta\tau$, se refleja como un incremento en la aceleración de fluencia, Δa , el cual podemos definirlo haciendo uso de la segunda ley de Newton en términos de esfuerzos para un elemento de suelo con una área unitaria y espesor Z :

$$\Delta\tau = \rho * \Delta a * Z \quad (4.03)$$

Donde ρ es la densidad de suelo analizado; si resolvemos la expresión (4.03) para Δa y sustituimos la ecuación (4.02), tenemos lo siguiente:

$$\Delta a = \left[\frac{\Delta\tau}{Z * \rho} \right] = \left[\frac{M * \Delta\gamma}{Z * \rho} \right] \quad (4.04)$$

4.3 Tipos de desplazamientos laterales analizados.

Los tipos de desplazamientos laterales analizados en este estudio, son aquellos desplazamientos provocados por el fenómeno de licuación en taludes con pequeña inclinación (infinitos) y taludes con superficie libre (finitos).

4.3.1 Desplazamientos laterales en taludes confinados, infinitos.

Este tipo de desplazamientos se puede evaluar idealizando el espesor de material licuado como un bloque que descansa sobre un plano inclinado, ya que el espesor de licuación tiende a ser uniforme, formando una línea de frontera inferior con un gradiente similar al superficial (Hamada et al. 1986; Bartlett y Youd, 1995). La condición analizada en este caso, es aquella en la que el bloque se encuentra totalmente sumergido (figura 4.10), ya que esta es la condición más probable y razonable de un talud costero o colindante a cuerpos de agua antes y durante un evento sísmico. El talud es considerado con longitud infinita en dirección perpendicular al plano en estudio.

Sí el talud es acelerado en dirección cuesta arriba con la aceleración de fluencia a_y , ésta producirá una fuerza de inercia en dirección contraria a la de la aceleración, es decir, cuesta abajo como se muestra en la figura 4.11; posteriormente el material del bloque empieza a fluir y se moverá en dirección cuesta abajo, esto lo presentamos en el siguiente proceso analítico al realizar un equilibrio dinámico del bloque.

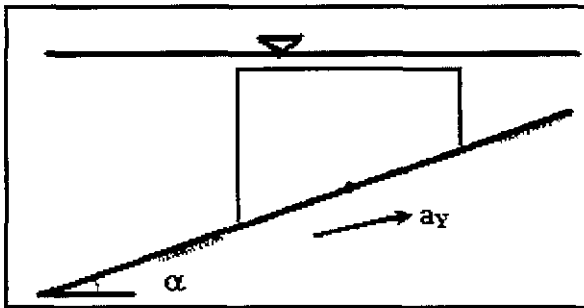


FIGURA 4.10 Condición del bloque deslizante.

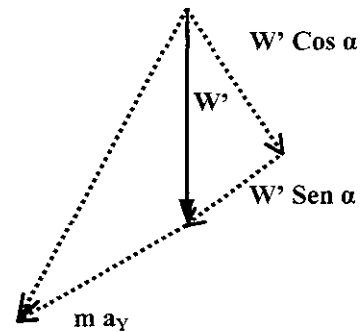


FIGURA 4.11 Diagrama de equilibrio dinámico cuando se aplica una aceleración cuesta arriba del talud.

Fuerza actuante en el bloque:

$$m * a_y + W' * \text{sen } \alpha \quad (4.05)$$

Aquí es importante mencionar lo siguiente, aunque el esfuerzo normal efectivo sobre un plano inclinado no es exactamente el valor del peso del material sumergido, este suele ser muy aproximado para laderas con pendientes suaves ($\alpha < 10^\circ$), por lo que se considera $\sigma' = \gamma' * Z$. Si ahora consideramos un elemento unitario de suelo, cuyo peso es igual al producto de su área unitaria por el espesor Z , obtendremos el siguiente esfuerzo actuante:

$$Esfuerzo\ actuante = \rho * Z * a_Y + \gamma' * Z * \text{sen } \alpha \quad (4.06)$$

Si igualamos el esfuerzo actuante con la resistencia residual o resistencia cortante de fluencia (τ_Y), para tener un estado límite, se tiene lo siguiente:

$$\rho * Z * a_Y + \gamma' * Z * \text{sen } \alpha = \tau_Y \quad (4.07)$$

Si de manera similar se aplica una aceleración a_Y , a la ladera en dirección cuesta abajo, ésta producirá una fuerza de inercia en dirección contraria a la de la aceleración, es decir, cuesta arriba. Si hacemos un análisis similar al caso anterior, llegaremos a obtener los siguientes resultados:

$$a_Y = \frac{1}{\rho * Z} [\tau_Y \mp \gamma' * Z * \text{sen } \alpha] \quad (4.08)$$

Donde:

a_Y = Aceleración de fluencia cuesta abajo (signo negativo) o cuesta arriba (signo positivo), cuando el bloque se considera totalmente sumergido.

g = Accleración de la gravedad.

ρ = Densidad del suelo analizado.

γ' = Peso volumétrico efectivo del suelo.

α = Ángulo de inclinación de la ladera.

τ_Y = Resistencia cortante de fluencia.

Z = Espesor del estrato licuado o profundidad medida desde la superficie del suelo, sin considerar el peso del agua arriba del suelo, se puede obtener realizando un análisis de potencial de licuación.

$\Delta\gamma$ = Es el incremento de deformación cortante después de la deformación de fluencia, γ_Y .

Si la deformación de fluencia, γ_Y , fuese excedida durante el fenómeno de los desplazamientos laterales, el incremento de la aceleración de fluencia causado por la respuesta dilatante del suelo como un reflejo del incremento de la resistencia residual debe ser considerado, por ello, se propone que la aceleración de fluencia durante la etapa de dilatación, se defínida adicionando las ecuaciones (4.08) y (4.04).

$$a_{Ydilat} = \left\{ \frac{1}{\rho * Z} [\tau_Y \mp \gamma' * Z * \text{sen } \alpha] \right\} \mp \left[\frac{M * \Delta\gamma}{Z * \rho} \right] \quad (4.09)$$

En la expresión (4.09) se observan dos signos, el signo negativo del primer término de la ecuación se utiliza para evaluar la aceleración de fluencia del bloque en dirección cuesta abajo del talud, que por convención de signos este término se define positivo. Al presentarse el fenómeno de dilatación, esta aceleración de fluencia se incrementa, lo que implica que el signo positivo del segundo término corresponde al incremento de aceleración de fluencia cuesta abajo del talud. Con lo expuesto anteriormente, lógicamente el signo positivo del primer término de la expresión (4.09) es utilizado para evaluar la aceleración

de fluencia cuesta arriba del talud; este término se define negativo por convención de signos, lo que implica que el signo negativo del segundo término de la expresión (4.09) refleja el incremento de la aceleración de fluencia en dirección cuesta arriba del talud.

Los factores más importantes que influyen en la magnitud de los desplazamientos laterales, de acuerdo a los estudios realizados en campo (Zeghal y Elgamal, 1994) y a los resultados obtenidos de ensayos en centrífuga (Taboada, 1995; Sharp, 1999) fueron los siguientes: espesor del estrato licuado (Z), la pendiente de la ladera (α), resistencia residual o resistencia cortante de fluencia (τ_V), propiedades físicas del suelo, así como los parámetros de dilatación propuestos; por ello, se realizó un análisis buscando obtener expresiones que nos permitieran definir la aceleración de fluencia en función de los factores antes mencionados, y finalmente poderlas utilizar en el modelo del bloque deslizante. Es importante mencionar que la aceleración de fluencia varía con el tiempo, ya que ésta es función de la resistencia cortante, la cual varía en función de los parámetros de dilatación.

4.3.2 Desplazamientos laterales en taludes finitos.

Este tipo de desplazamientos suele presentar un mecanismo diferente que cuando se tiene un talud sin superficie libre, ya que la altura de la superficie libre es uno de los factores que gobiernan la magnitud de los desplazamientos laterales en estos casos. Los perfiles y niveles de desplazamientos registrados después de los sismos de Niigata en 1964 esquematizan claramente este tipo de desplazamientos. Los casos más importantes fueron los desplazamientos en el puente Showa (figura 4.12) y los desplazamientos en Echigo (figura 4.13), (Hamada et al. 1986).

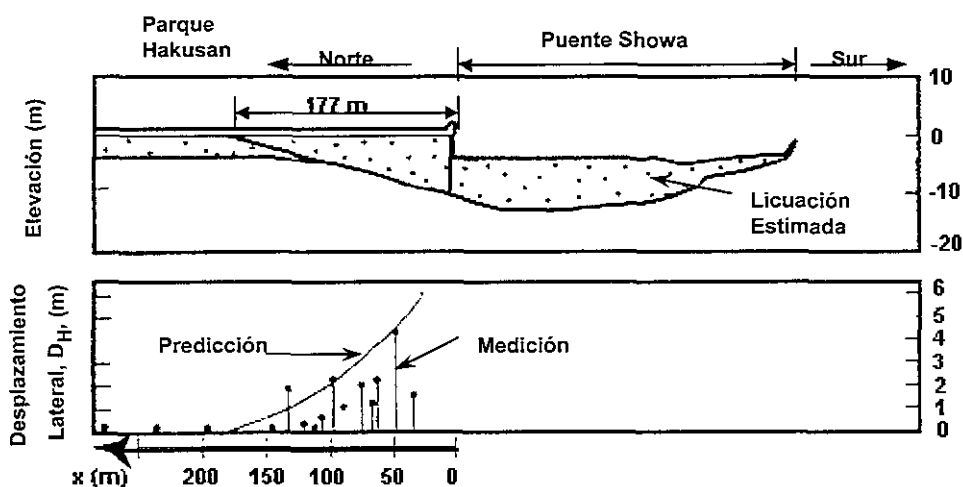


FIGURA 4.12 Comportamiento de los desplazamientos laterales y espesores de licuación presentados en el puente Showa, en el río Shinano (Hamada et al. 1986).

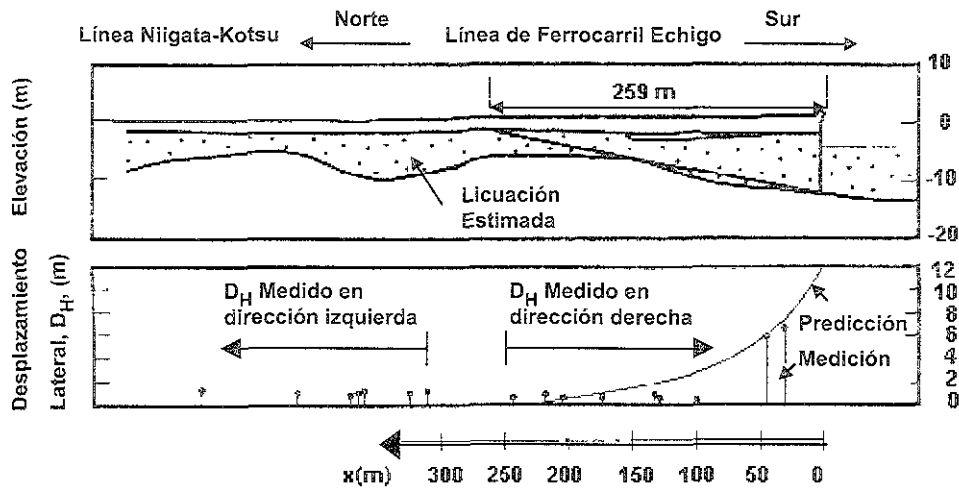


FIGURA 4.13 Comportamiento de los desplazamientos laterales y espesores de licuación presentados en Echigo, en el río Shinano, después del sismo de Niigata en 1964 (Hamada et al. 1986).

Como se puede observar en las dos figuras anteriores, los desplazamientos laterales van disminuyendo al alejarnos de la superficie libre, aunado a ello se observa una disminución proporcional del espesor del estrato licuado; los desplazamientos llegan a ser casi nulos o nulos cuando el espesor licuado es muy pequeño. Dobry et al. (1995) e Ishihara (1997) concluyen que la distancia a partir de la superficie libre en la que los desplazamientos laterales son despreciables es aproximadamente $20H$, donde H es la altura de la superficie libre o el espesor potencialmente licuable. Con base en lo anterior se propone el siguiente mecanismo, si tenemos un talud con una superficie libre como el que se muestra en la figura 4.14, los desplazamientos pueden analizarse de la siguiente manera:

- Consideramos que la influencia del mecanismo que genera los desplazamientos laterales se define a una distancia de $20H$ aproximadamente (proyección horizontal de IA, figura 4.14) y el espesor de suelo licuado a esta distancia es pequeño.
- Se establece que toda la altura de superficie libre puede ser o no susceptible a licuación, esto será definido para cada caso en particular al realizar un análisis de susceptibilidad a licuación.
- Si el espesor de licuación cerca de superficie libre excede el nivel de la cama del río, canal, etc; se supone que el material ubicado en frente sufre licuación y no opone resistencia la movimiento, desplazándose hacia arriba.
- Con lo anterior se define una cuña (A-I-P), la cual nos permite definir el plano o frontera de deslizamiento del bloque, éste a la vez establece una frontera en la que el material experimenta licuación. Con esto, finalmente, se define el ángulo α que se utiliza en el análisis. Implícitamente se considera que el nivel de agrietamiento da lugar al mecanismo antes señalado, es decir, el agrietamiento en una distancia aproximadamente a $20H$ puede interceptar la zona de transición, mientras que el agrietamiento en puntos cercanos a la superficie libre presenta poca profundidad.

- No se considera la atenuación de los desplazamientos laterales con la distancia a la superficie libre, simplemente se toma en cuenta la disminución del espesor de licuación en el proceso de análisis.
- Se considera que el talud tiene longitud infinita en dirección perpendicular al plano analizado en la figura 4.14.
- El bloque se considera totalmente sumergido.
- Se considera la influencia del ángulo de inclinación del cuerpo del talud en el equilibrio dinámico del bloque, afectando directamente a la aceleración de fluencia.
- Con respecto a la dilatación, se estima que el incremento de la resistencia cortante se presenta en el plano de deslizamiento.

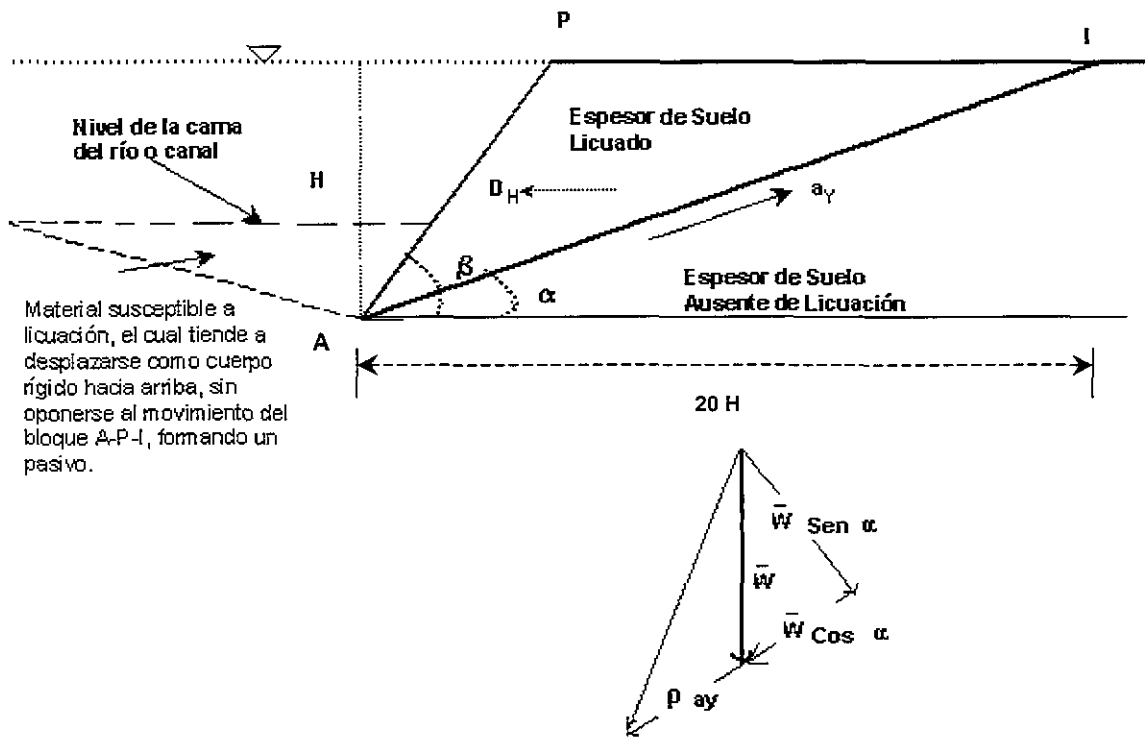


FIGURA 4.14 Mecanismo de desplazamientos laterales debidos a licuación en un talud con superficie libre.

Al realizar el equilibrio dinámico del bloque analizado en la figura 4.14, se obtiene una expresión para definir la aceleración de fluencia en función de los parámetros señalados en la misma figura:

$$a_y = \frac{1}{\rho H} \left\{ \left[\frac{2 \tau_y}{1 - \frac{1}{20} \tan(90^\circ - \beta)} \right] \mp \gamma' H \text{ sen } \alpha \right\} \quad (4.10)$$

Para considerar el posible incremento de la aceleración de fluencia como consecuencia del incremento de la resistencia al cortante debido a la presencia del fenómeno de dilatación, se define la siguiente expresión como origen de un análisis de la figura 4.9:

$$a_y = \frac{1}{\rho H} \left\{ \left[1 - \frac{1}{20} \frac{2 \tau_y}{\tan(90^\circ - \beta)} \right] \mp \gamma' H \operatorname{sen} \alpha \right\} \mp \left[\frac{M^* \Delta \gamma}{H^* \rho} \right] \quad (4.11)$$

Donde:

β = Ángulo de inclinación del cuerpo de un talud en superficie libre (grados).

H = Es la altura de la superficie libre potencialmente licuable (m).

Las demás variables representan el significado físico señalado para el caso de un talud infinito o sin superficie libre.

4.4. Tipo de excitación considerada en el análisis.

Con el objetivo de estar más cerca de lo que sucede en la realidad, tratamos de envolver todos los factores protagonistas que toman parte en la evaluación de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación durante un evento sísmico. Según los experimentos realizados en centrífuga (Taboada, 1995; Sharp, 1999), las variables que caracterizan a una excitación dinámica (frecuencia, amplitud máxima y duración) tienen una participación determinante en la magnitud de los desplazamientos laterales. En este trabajo de tesis, proponemos que la excitación a considerar en el proceso de evaluación de los desplazamientos laterales sea un acelerograma, que puede ser un registro obtenido durante un evento sísmico o un acelerograma propuesto en un estudio de riesgo sísmico para la zona en estudio. El programa propuesto, también tiene la alternativa de emplear una señal senoidal con amplitud constante. Debido a que la excitación es uno de los datos más importantes en la técnica del bloque deslizante modificado para la evaluación o predicción de los desplazamientos permanentes, debemos ser cuidadosos al definirla.

4.5 Calibración de los modelos de comportamiento haciendo uso de resultados obtenidos en modelación en centrífuga.

En ingeniería, las técnicas de modelado han sido desarrolladas con el objetivo de adquirir un mejor entendimiento del comportamiento de la naturaleza. Las pruebas a escala natural serían el método ideal para conocer y entender cualesquier fenómeno natural, pero desde el punto de vista económico y, control de las condiciones de frontera, generalmente no es una herramienta factible en la investigación.

El modelado físico ha jugado siempre un papel determinante en el avance de la ingeniería civil, modelos de estructuras e hidráulicos han sido apropiados en el campo gravitacional de la tierra; sin embargo, estos no son generalmente aplicados a los diseños geotécnicos, debido a que las propiedades de los suelos dependen del nivel de esfuerzos inducidos en la masa de los materiales, las fuerzas que causan el fenómeno físico, sea fractura o flujo, son por lo general inducidos por estados de esfuerzos con magnitud variable. Una manera de asegurar que las relaciones esfuerzo-deformación en puntos correspondientes en el modelo y en el prototipo son equivalentes, es ensayar el modelo en un medio gravitatorio tal que reproduzca los esfuerzos en el prototipo, lo cual se logra de acuerdo con una proporción inversa a la escala lineal del modelo. *La centrífuga* es una herramienta experimental apropiada para proporcionar un campo de aceleración mayor que el gravitatorio de la tierra, como resultado de la aceleración centrífuga $R\omega^2$, donde R es el radio del brazo de la centrífuga y, ω es la velocidad angular de la centrífuga en radianes por segundo.

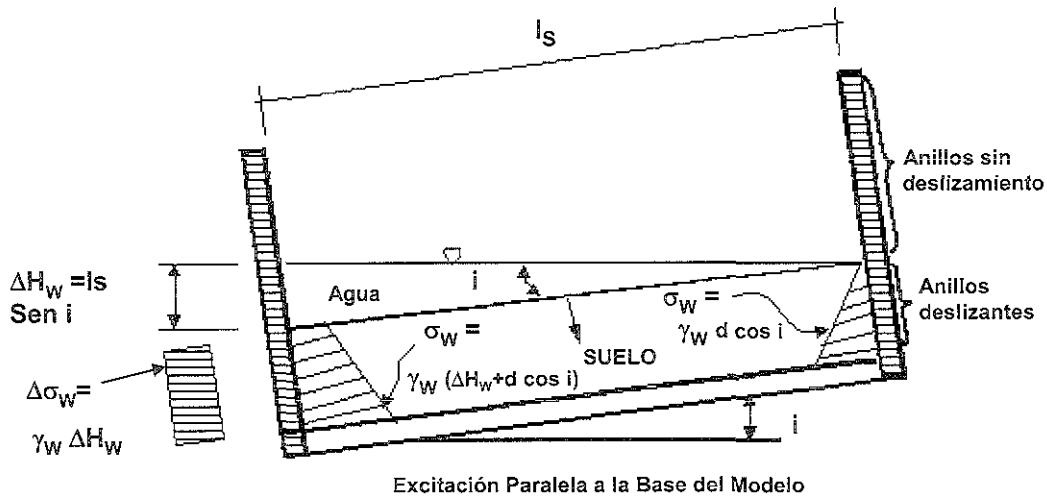
4.5.1 Modelación de desplazamientos laterales en centrífuga.

La mayoría de las fallas de estructuras civiles debidas a los desplazamientos laterales producto del fenómeno de licuación, observadas en el campo, han ocurrido en sitios no instrumentados. La ausencia de registros reales de campo con respecto al comportamiento cíclico de los suelos durante la presencia de eventos sísmicos han frenado el desarrollo de las técnicas de análisis disponibles para evaluar las características y consecuencias del fenómeno de los desplazamientos laterales permanentes debidos a licuación. La presencia de las metodologías geotécnicas de modelación física en centrífuga han ayudado a entender el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación, proporcionando para ello la facilidad de desarrollar estados de esfuerzos muy cercanos a la realidad con suelos uniformes; además, se generan condiciones bastante factibles para ser medidas e interpretadas correctamente con un margen de error despreciable (Arulanandan et al. 1993).

En esta tesis, retomaremos los resultados obtenidos en la modelación en centrífuga de la arena de Nevada, realizados por Taboada (1995) y Sharp (1999), para calibrar los modelos analizados en la presente tesis y conocer la versatilidad del programa de cómputo realizado. Para cumplir con el objetivo antes señalado, sólo analizamos los resultados de los ensayos realizados por Taboada (1995). El proyecto VELACS, Modelo No. 2, fue diseñado para estudiar los desplazamientos laterales inducidos por licuación en laderas con pequeña inclinación (figura 4.15), este fue diseñado en el Rensselaer Polytechnic Institute (Taboada, 1995). El recipiente del modelo fue una caja laminar colocada a un ángulo de inclinación; sin embargo, éste sufrió correcciones por el peso de los anillos de la caja laminar, fricción

entre los anillos, y por la diferencia del nivel de agua en el depósito, todas estas correcciones fueron realizadas por (Taboada, 1995). Los ensayos fueron realizados a 50g de aceleración centrífuga, la excitación de entrada fue generada durante el proceso por un excitador hidráulico actuando paralelamente a la caja laminar. Tanto el ángulo de inclinación, amplitud de aceleración máxima y frecuencia de excitación fueron parámetros que variaron durante los experimentos.

Una consecuencia de usar agua en los ensayos de centrifuga para simular la licuación de un suelo saturado en el campo (prototipo), es que la permeabilidad del prototipo simulada es de 50 veces mayor, $k_{\text{prototipo}} = (0.0021)(50) = 0.105 \text{ cm/s}$, (Arulmoli et al. 1992), la cual corresponde a una arena prototipo que tiene un $D_{50} = 0.15 \sqrt{50} = 1.06 \text{ mm}$, correspondiendo este valor a una arena gruesa. Por tanto, los experimentos presentados en esta parte simulan los desplazamientos laterales en el campo de un depósito homogéneo sobre roca u otra base impermeable de una arena gruesa, uniforme y limpia de $D_r = 40\%-45\%$.



Excitación Paralela a la Base del Modelo

FIGURA 4.15 Sección transversal de la caja laminar mostrando la instrumentación usada en el ensayo del Modelo No. 2 (Taboada, 1995).

La instrumentación tenía como objetivo principal medir el exceso de presión de poro, aceleraciones normal y horizontal, y desplazamientos laterales durante la excitación. En estos ensayos, se manejaron tres parámetros principales, los cuales se hicieron variar en los experimentos, ángulo de inclinación en campo, α_{campo} , aceleración máxima de la excitación de entrada en la base, $a_{\text{máx}}$, la frecuencia de la excitación en la base, f .

Los instrumentos colocados en el modelo permitieron monitorear directamente de manera continua los siguientes parámetros; exceso de presión de poro en el suelo, u , aceleración horizontal del suelo, a , los desplazamientos laterales permanentes en superficie, D_H , y a otras profundidades, D_H , y los asentamientos en la superficie del suelo, S . Como consecuencia, otros parámetros se calcularon a partir de las mediciones directas, el espesor máximo de suelo licuado, H_L , las deformaciones cortantes permanentes a varias profundidades, γ . Las conclusiones principales de los ensayos realizados por Taboada se resumen en esta tesis (Tabla 4.2) y se explican a detalle en Taboada y Dobry (1998).

Al incrementarse el ángulo de inclinación, α_{campo} , la presión de poro y el espesor del suelo licuado disminuyen o permanecen constantes; la aceleración del suelo incrementa y llega a ser asimétrica en el suelo licuado; los asentamientos disminuyen; y los desplazamientos laterales y las deformaciones cortantes aumentan. Cuando la aceleración máxima de la excitación de entrada, $a_{\text{máx}}$, se incrementa, las deformaciones cortantes y los asentamientos permanecen constantes o incrementan, y la presión de poro, espesor del material licuado, aceleración del suelo y los desplazamientos laterales incrementan. Con respecto al incremento de la frecuencia, se puede resumir que la presión de poro, el espesor de la capa licuada, la aceleración del suelo, los desplazamientos laterales y deformaciones cortantes, y los asentamientos disminuyen.

Cuando la aceleración y frecuencia de la excitación de entrada son importantes en la determinación de los desplazamientos laterales, D_H , estos también determinan la profundidad de la capa de suelo licuada, H_L . Como consecuencia, si H_L es usada como parámetro de análisis, D_H depende solamente de H_L y del ángulo de inclinación; y la influencia de $a_{\text{máx}}$ y f desaparecen.

PRUEBA	$a_{\text{máx}}$ (g)	f (Hz)	α	N	α_{campo}	Espesor de Suelo Licuado (m)	Desplazamiento Lateral en Sup. (m)	Prof. De Máx. Def. Cortante (m)	Valor de Def. Cortante Máx. (%)
M1-1	0.25	2	0°	21.5	0°	4	3	-	-
M1-2	0.23	2	0°	21.5	0°	5	17	-	-
M2-1	0.18	2	2°	21.5	4.96°	3.5	44	3.8	-
M2-2	0.23	2	1.94°	22	4.80°	3.5	47	3.8	14.2
M2-3	0.46	2	2.18°	22.5	5.44°	10	97	6.9	-
M2-4	0.19	1	2.07°	22	5.16°	5.5	61	4.3	19.1
M2-5	0.25	1	2°	22	4.96°	5.5	68	4.5	20
M2a-3	0.28	2	0.6°	21.5	1.3°	5	12.2	3.8	3.5
M2a-4	0.26	2	0.6°	22	1.3°	5	14.8	3.8	3.5
M2b-5	0.4	2	0.8°	22.5	1.83°	7.5	30	7	10.9
M2b-6	0.17	2	3.95°	21.5	10°	3	72.5	3.1	14.8

TABLA 4.2 Resultados obtenidos en modelación en centrífuga (Taboada y Dobry, 1998).

Los ajustes del modelo pivote (determinación de γ_Y y M) se realizaron usando un prototipo con $\alpha_{\text{campo}}=4.8^\circ$, la magnitud de los siguientes parámetros corresponden aproximadamente a los observados en los ensayos en centrífuga; espesor de suelo licuado de 3.5 m, la resistencia residual o resistencia cortante de fluencia de 1.5 kPa, τ_Y , deformación cortante de fluencia de 0.5%, γ_Y , relación de dilatación de 20.0 kPa/%, y peso volumétrico unitario total de 2 T/m³. La excitación de entrada (acelerograma) usada en la mayoría de las pruebas fue con una aceleración máxima de 0.23g, que equivale a una señal senoidal de amplitud constante de 1.45 m/s² (Seed, 1983), con una frecuencia de 2 Hz y N= 22 ciclos, estos dos últimos parámetros corresponden a las excitaciones utilizadas en los ensayos en centrífuga.

En las figuras 4.16 a la 4.18, se comparan los desplazamientos laterales permanentes obtenidos, a) haciendo uso del programa propuesto en la presente tesis (modelo dilatante, $\gamma_Y = 0.5\%$, $M = 20$ kPa/%, donde M es la relación de dilatación), b) Modelo de Newmark ($M = 0$), y c) resultados obtenidos en modelos ensayados en centrífuga.

En la figura 4.16 se presenta el efecto del ángulo de inclinación en D_H , variando α_{campo} desde 0° a 10° , en este gráfico se resumen los resultados obtenidos con los modelos y programa propuestos para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales en superficie debidos al fenómeno de licuación, así como los resultados obtenidos en centrífuga (Taboada, 1995), esto con el objetivo de visualizar concretamente las diferencias y similitudes existentes entre los modelos analizados y los resultados obtenidos en la modelación en centrífuga.

El proceso de calibración para obtener los resultados presentados en la figura 4.16 a 4.18 fue el siguiente:

a) Influencia del ángulo de inclinación en los desplazamientos laterales, D_H , (figura 4.16).

Se calibró inicialmente con el ensaye (M2-2, tabla 4.2) para un valor de ángulo de inclinación de 4.8° , con una altura de licuación correspondiente a la obtenida en los ensayos en centrífuga (3.5 m), la relación de dilatación y deformación de fluencia usadas fueron aproximadamente a las observadas en los ensayos en centrífuga, la resistencia cortante de fluencia fue de $\tau_Y = 1.5$ kPa. Una vez que se llegó a esta etapa, el proceso de calibración para los demás valores de ángulo de inclinación se desarrolló, disminuyendo el valor de la resistencia cortante de fluencia (para un ángulo de inclinación mayor a 4.8°) o aumentar el valor de la resistencia cortante de fluencia (para un ángulo de inclinación menor a 4.8°), para ello sólo se restó o se sumó el esfuerzo cortante estático correspondiente a la diferencia del ángulo de inclinación del talud modelado ($0^\circ, 1.3^\circ$ y 10°) con el prototipo pivote de 4.8° . Aquí es importante aclarar que la resistencia cortante de fluencia sólo se corrigió como se señala anteriormente, ya que el espesor del bloque de suelo en condiciones de licuación definido con los resultados en centrífuga fue similar para los ángulos de inclinación prototipo analizados. Los modelos utilizados en esta etapa de calibración fueron aquellos con frecuencia de excitación de 2 Hz; con los resultados de los modelos M1-1 y M1-2 ($\alpha_{\text{campo}} = 0^\circ$), se analizó un solo prototipo sujeto a una excitación de $a_{\text{máx}} = 0.24g$, y 22 ciclos, espesor del bloque de 3.5 m y resistencia de fluencia de 4.43 kPa; mientras, de los resultados obtenidos al ensayar los modelos M2a-3 y M2a-4 ($\alpha_{\text{campo}} = 1.3^\circ$), se analiza un prototipo que idealiza un bloque de 3.5 m de espesor, el cual es sometido a una excitación de $a_{\text{máx}} = 0.27g$, y 22 ciclos senoidales; en este caso se define una resistencia cortante de fluencia de 3.64 kPa; finalmente se analiza el modelo M2c-6 ($\alpha_{\text{campo}} = 10^\circ$) con un espesor prototipo de 3.5 m expuesto a una excitación con $a_{\text{máx}} = 0.17g$, y 22 ciclos, este último caso es muy especial ya que el esfuerzo cortante estático es mayor que la resistencia cortante de fluencia, sobre el cual pudiéramos señalar en primera instancia que se trata de un caso de licuación de flujo; sin embargo, los resultados nos muestran lo contrario, para el análisis se considera una resistencia cortante de fluencia nula, sin olvidar la presencia del fenómeno de dilatación.

En la figura 4.16 se observa que el comportamiento de los modelos y los resultados en centrífuga son muy parecidos para ángulos de inclinación menores a 2° , después de este valor, se presentan grandes diferencias en el modelo de Newmark con respecto al modelo modificado y los resultados en centrífuga, principalmente cuando α_{campo} es aproximadamente igual 7° , es decir, cuando el esfuerzo cortante estático correspondiente a este valor es mayor que la resistencia cortante de fluencia, ya que teóricamente podemos decir que el bloque se desliza indefinidamente, aunque físicamente o numéricamente (resultados del programa) no se presente un deslizamiento excesivo, ya que se tienen condiciones de frontera, es decir, una excitación con ciertas características; pero sí existen grandes diferencias en la magnitud de los desplazamientos laterales, como se observa en el gráfico 4.16; sin embargo, se aprecia un comportamiento similar en la relación $\alpha_{\text{campo}}-D_H$ entre el modelo modificado y los resultados en centrífuga. Es importante mencionar que para un valor de ángulo de inclinación de 10° , es un caso especial, a pesar de esto, el programa proporciona desplazamientos muy similares a los obtenidos en centrífuga, es decir, el fenómeno de dilatación gobierna la magnitud de los desplazamientos laterales.

b) Influencia de la frecuencia de excitación en la magnitud de D_H (figura 4.17).

Para analizar el efecto de la frecuencia en la magnitud de los desplazamientos laterales, se retoman los modelos con ángulo de inclinación aproximadamente de 4.8° , modelo M2-2, M2-4 y M2-5, con estos dos últimos se analiza un prototipo de 4.5 m de espesor licuado sujeto a una excitación de $a_{\text{máx}}=0.22g$, 22 ciclos, y frecuencia de 1 Hz, y la resistencia de fluencia corresponde a $\tau_f = 1.5 \text{ kPa}$, ya que el ángulo de inclinación simulado es de 4.8° , los demás parámetros permanecieron constantes en el cálculo.

En el gráfico de la figura 4.17 se observa que para valores de frecuencia mayores a 2.5 Hz, el comportamiento de los modelos y los resultados en centrífuga son similares, pero para frecuencias menores nuevamente el modelo de Newmark se dispara con respecto a los resultados en centrífuga y el modelo modificado, mientras, estos dos últimos presentan un comportamiento similar.

c) Influencia de la aceleración máxima de la excitación en la magnitud de D_H (figura 4.18).

En esta etapa de calibración se analizan los modelos con frecuencia de 2 Hz y ángulo de inclinación de 4.8° (modelos M2-1, M2-2, y M2-4), los dos primeros modelos ya han sido descritos anteriormente, mientras que el tercer modelo se analiza como un prototipo de 7 m de espesor licuado sujeto a una excitación en la base de $a_{\text{máx}}=0.46g$, y 22 ciclos y resistencia de fluencia de 1.5 kPa (sin corregirla por la profundidad adicional a 3.5 m), todos los demás parámetros permanecen constantes como se señaló en el caso de la frecuencia. En este gráfico se observa claramente el buen comportamiento del modelo modificado con respecto a los resultados obtenidos en centrífuga, y gran discrepancia en el comportamiento del modelo de Newmark con los resultados de centrífuga y el modelo modificado para todos los valores de aceleración máxima.

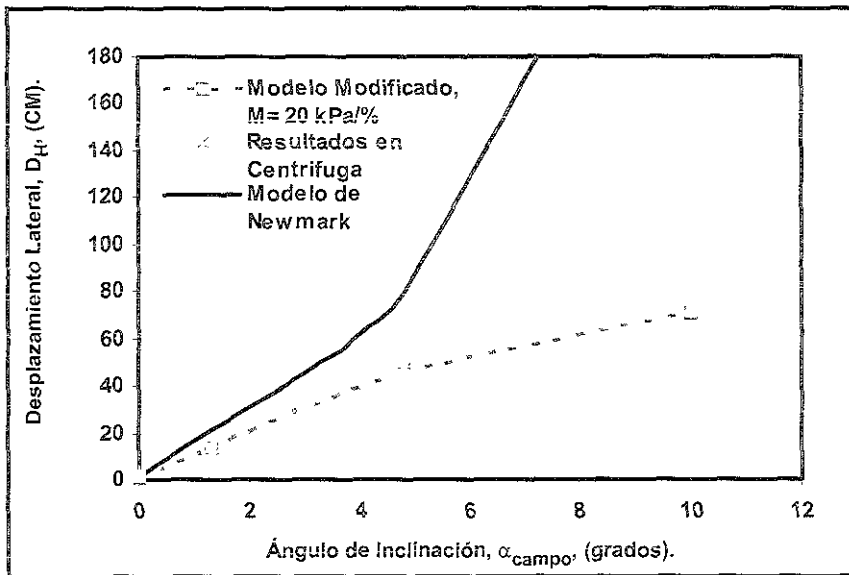


FIGURA 4.16 Relación $\alpha_{campo}-D_H$, para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20 \text{ kPa}/\%$), y resultados de ensayos en centrifuga.

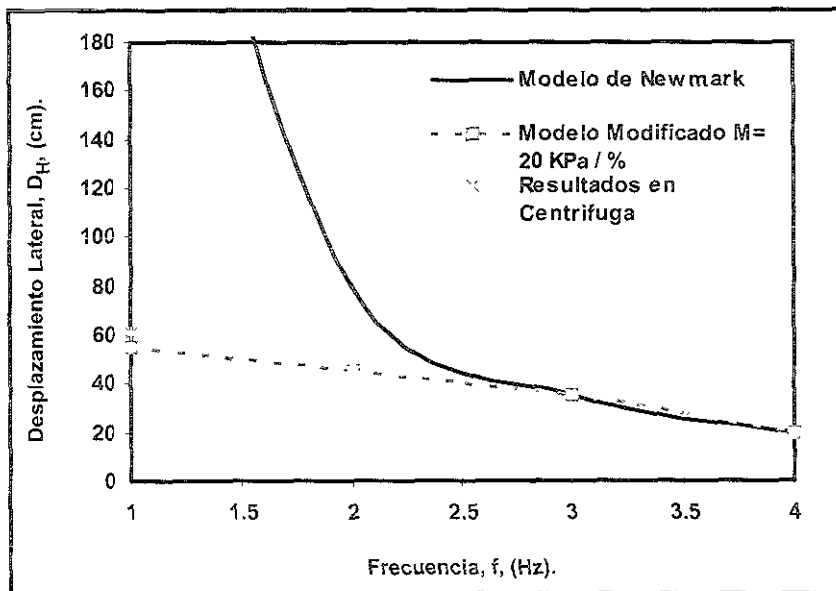


FIGURA 4.17 Relación frecuencia- D_H , para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20 \text{ kPa}/\%$), y resultados de ensayos en centrifuga.

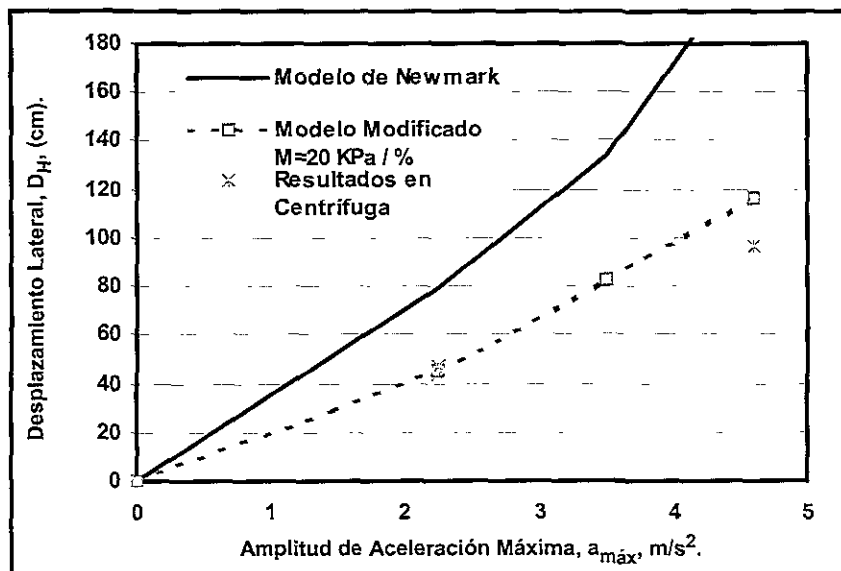


FIGURA 4.18 Relación $a_{máx}$ - D_H , para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20$ kPa/%), y resultados de ensayos en centrifuga.

4.5.2 Estudio analítico de la variación de desplazamientos laterales y deformación cortante en el tiempo.

Para ser más objetivos en esta etapa de calibración, se comparan los registros de desplazamientos laterales en superficie obtenidos de la modelación en centrifuga (Taboada, 1995) con los obtenidos con la propuesta analítica anteriormente discutida, ya que en este trabajo se pretende simular el desplazamiento lateral que experimenta un bloque rígido tomando como referencia el desplazamiento máximo, el cual se desarrolla en superficie; de manera similar se comparan los registros de deformaciones cortantes en la zona de transición definida en apartados anteriores con los obtenidos analíticamente.

En la figura 4.19 se muestran los registros de desplazamientos laterales-tiempo para los ensayos M2-1 (figura 4.19a), y M2-2 (figura 4.19b), los cuales fueron ensayados con el objetivo de simular un talud infinito con inclinación de 4.8° , en este caso se experimenta un espesor de licuación de 3.5 m; la excitación aplicada a este modelo presentaba las siguientes características, $a_{máx}=0.23g$, frecuencia de 2 Hz, y 22 ciclos; en la figura 4.19c se presentan los resultados que se obtienen con la propuesta analítica. Al comparar lo medido durante el ensayo en centrifuga con lo que se predice analíticamente, se observan resultados bastante razonables en lo que respecta al comportamiento y magnitud de los desplazamientos laterales. Sin embargo, es importante señalar que los tiempos que se muestran en el registro de desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden al intervalo de tiempo efectivo de excitación, es decir, si comparamos el desplazamiento obtenido en el ensayo M2-1 y M2-2 a $t=6$ segundos, se obtienen una magnitud de desplazamiento lateral de $D_H=23$ cm en ambos ensayos, para $t=10$ segundos se presenta un $D_H=36$ cm (ensayo M2-1) y $D_H=37$ cm (ensayo M2-2); mientras en el registro obtenido analíticamente corresponden a $t=5$ y $t=9$ segundos, obteniéndose un $D_H=20$ cm y $D_H=37$ cm, respectivamente. Otro aspecto digno de comentar es que en el proceso analítico se

considera una excitación senoidal de amplitud constante, mientras que en los ensayos en centrífuga se utiliza una señal de amplitud variable, por ello se fundamenta la diferencia del comportamiento global de los resultados.

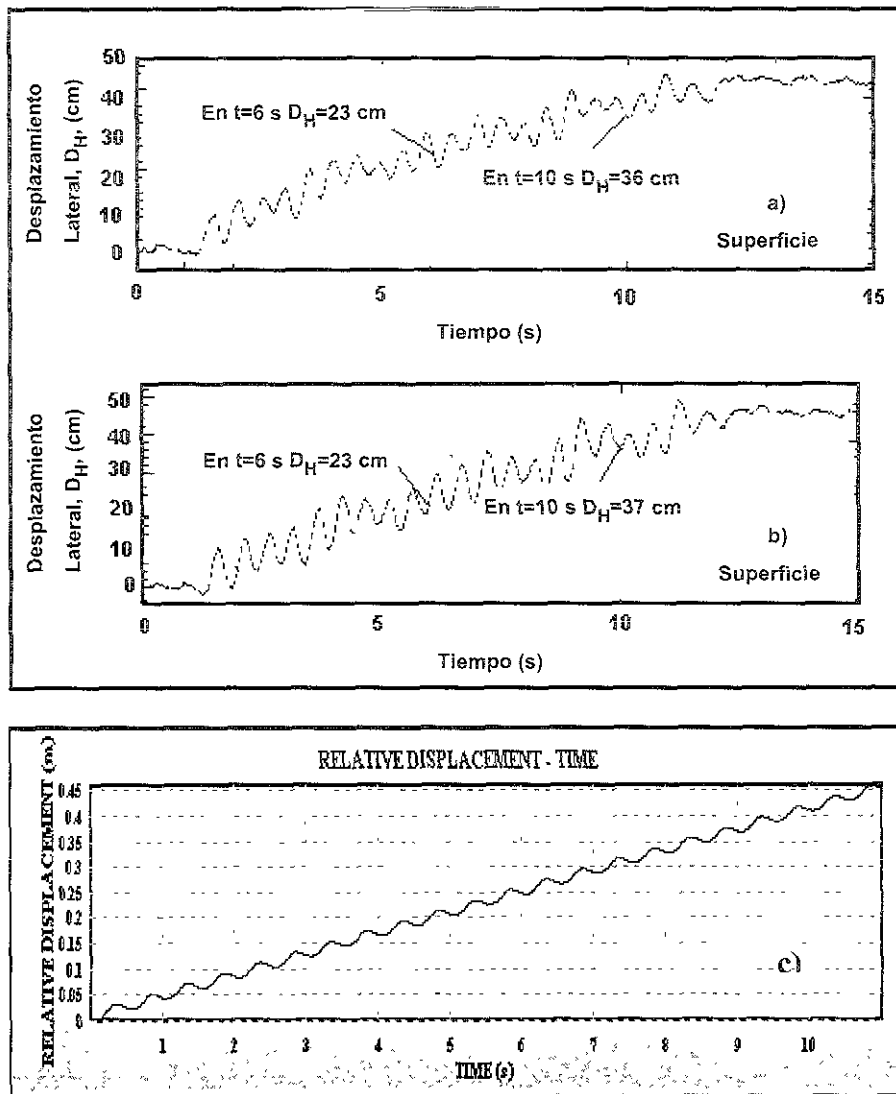


FIGURA 4.19 a) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensayo M2-1; b) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensayo M2-2; c) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido analíticamente para los ensayos M2-1 y M2-2 (Taboada, 1995).

Para verificar el comportamiento de los niveles de deformación cortante que se obtienen analíticamente en la zona de transición (zona en la que el suelo presenta grandes deformaciones cortantes), es necesario implementar una comparación con los registros de deformación cortante que se experimentan durante los diferentes ensayos en centrífuga. En las figuras 4.20a y 4.20b se presentan los registros de deformación cortante-tiempo en la zona de transición (3.75 m) obtenidos en los experimentos M2-1 y M2-2, respectivamente; y en la figura 4.20c se presentan los resultados analíticos para ambos ensayos. Los resultados analíticos se obtienen a partir del tiempo de excitación efectiva, es decir, sin

considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t=1$ segundo. Por tanto, los niveles de deformación cortante registrados en el ensaye M2-1 en $t=6$ y $t=8$ segundos son de 6.2 % y 7.5 %, los cuales corresponden a $t=5$ y $t=7$ segundos en los resultados analíticos, reflejándose deformaciones de 6 % y 8 %, respectivamente; en lo que respecta al ensaye M2-2 en $t=6$, $t=8$, y $t=12$ segundos, se registran deformaciones de 6 %, 8 %, y 13 %, las cuales corresponden analíticamente a $t=5$, $t=7$, y $t=11$ segundos, presentándose deformaciones del orden de 6 %, 8 %, y 12.5 %.

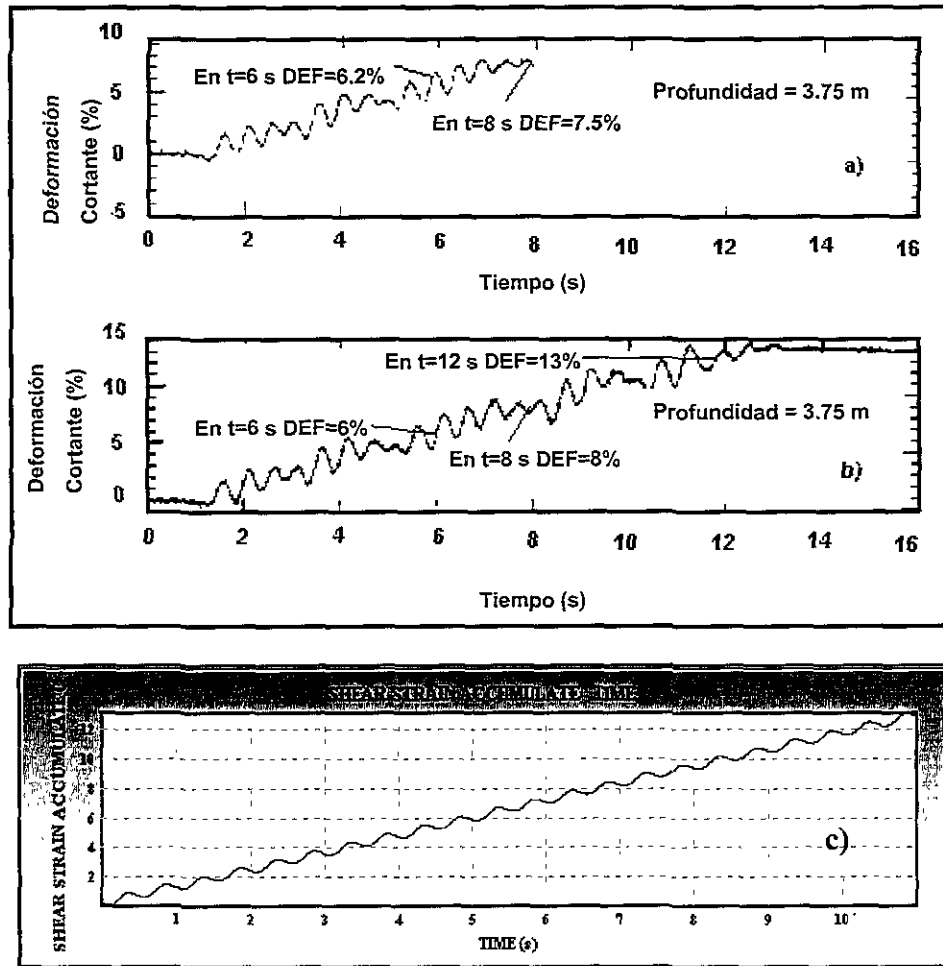


FIGURA 4.20 a) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2-1; b) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2-2; c) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido analíticamente para los ensayos M2-1 y M2-2 (Taboada, 1995).

En la figura 4.21 se muestran los registros de desplazamientos laterales-tiempo para el ensaye M2-3 (figura 4.21a), el cual fue ensayado con el objetivo de simular un talud infinito con inclinación de 4.8° , en este caso se experimenta un espesor de licuación aproximadamente de 7 m, la excitación aplicada a este modelo presentaba las siguientes características, $a_{\text{máx}}=0.46g$, frecuencia de 2 Hz, y 22 ciclos; en la figura 4.21b se muestran los resultados que se obtienen con la propuesta analítica. Al comparar lo medido en centrífuga con lo que se predice analíticamente, se observan resultados con pequeñas

discrepancias en lo que respecta al comportamiento y magnitud de los desplazamientos laterales. Sin embargo, es importante señalar que los tiempos que se muestran en el registro de desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden al intervalo de tiempo efectivo de excitación, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t= 5$ segundos. Si comparamos el desplazamiento obtenido en el ensaye M2-3 a $t= 10$ segundos, se obtiene un $D_H= 54$ cm, mientras que en $t= 15$ segundos se registra un $D_H= 90$ cm; en el registro obtenido analíticamente antes señalados corresponden a $t= 4.5$ y $t= 9.5$ segundos, obteniéndose un $D_H \approx 50$ cm y $D_H \approx 100$ cm, respectivamente. Nuevamente en el proceso analítico se considera una excitación senoidal de amplitud constante.

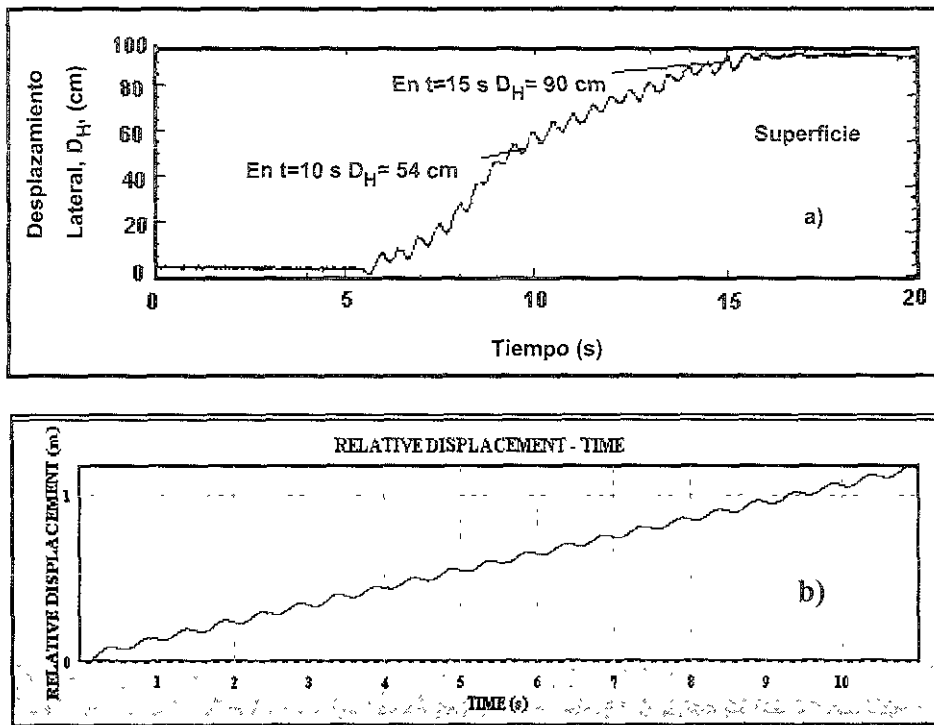


FIGURA 4.21 a) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensaye M2-3; b) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2-3 (Taboada, 1995).

En la figura 4.22a se presenta el registro de deformación cortante-tiempo en la zona de transición (7 m) obtenido en el experimento M2-3; y en la figura 4.22b se presenta el resultado analítico para el ensaye antes señalado. Los resultados analíticos se obtienen a partir del tiempo de excitación efectivo, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t= 5$ segundos. Por tanto, los niveles de deformación cortante registrados en el ensaye M2-3 en $t= 8$ y $t= 11$ segundos son de 5 % y 13 %, los cuales corresponden a $t= 3$ y $t= 6$ segundos en los resultados analíticos, definiéndose deformaciones de 5 % y 12.3 %, respectivamente. Nuevamente las comparaciones analíticas tiene un reflejo bastante positivo con lo registrado en laboratorio.

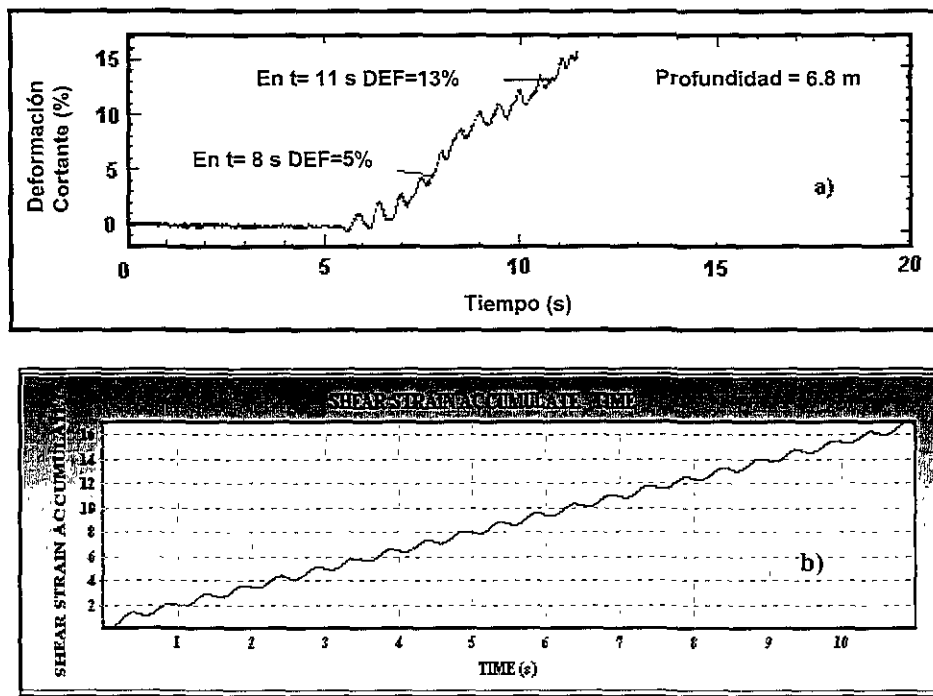


FIGURA 4.22 a) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2-3; b) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2-3 (Taboada, 1995).

En la figura 4.23a se muestra el registro de desplazamientos laterales-tiempo para el ensaye M2-4, el cual fue ensayado con el objetivo de simular un talud infinito con inclinación de 4.8° , en este modelo se experimenta un espesor de licuación de 4.5 m, la excitación aplicada durante el ensaye presentaba las siguientes características, $a_{\text{máx}}=0.19g$, frecuencia de 1 Hz, y 22 ciclos; en la figura 4.23b se presentan los resultados que se obtienen con el método propuesto. Al comparar lo medido en centrifuga con lo que se predice analíticamente, se observan resultados bastante razonables en lo que respecta al comportamiento y magnitud de los desplazamientos laterales. Sin embargo, es importante señalar que los tiempos que se muestran en el registro de desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden al intervalo de tiempo efectivo de excitación, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t=5$ segundos. Si comparamos el desplazamiento obtenido en el ensaye M2-4 a $t=10$, $t=15$, y $t=25$ segundos, se obtienen desplazamientos laterales de $D_H=19$ cm, $D_H=37$ cm y $D_H=50$ cm, respectivamente; mientras que los desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden a $t=4.5$, $t=9.5$, y $t=19.5$ segundos, registrándose desplazamientos laterales del orden de $D_H=18$ cm, $D_H=30$ cm, y $D_H=53$ cm, respectivamente.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

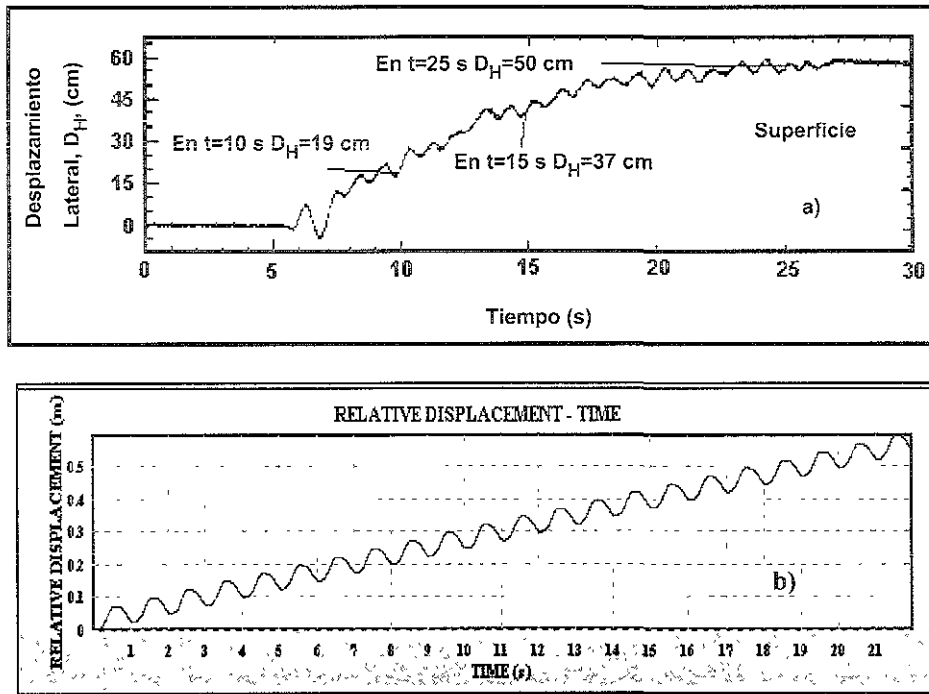


FIGURA 4.23 a) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensaye M2-4; b) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2-4 (Taboada, 1995).

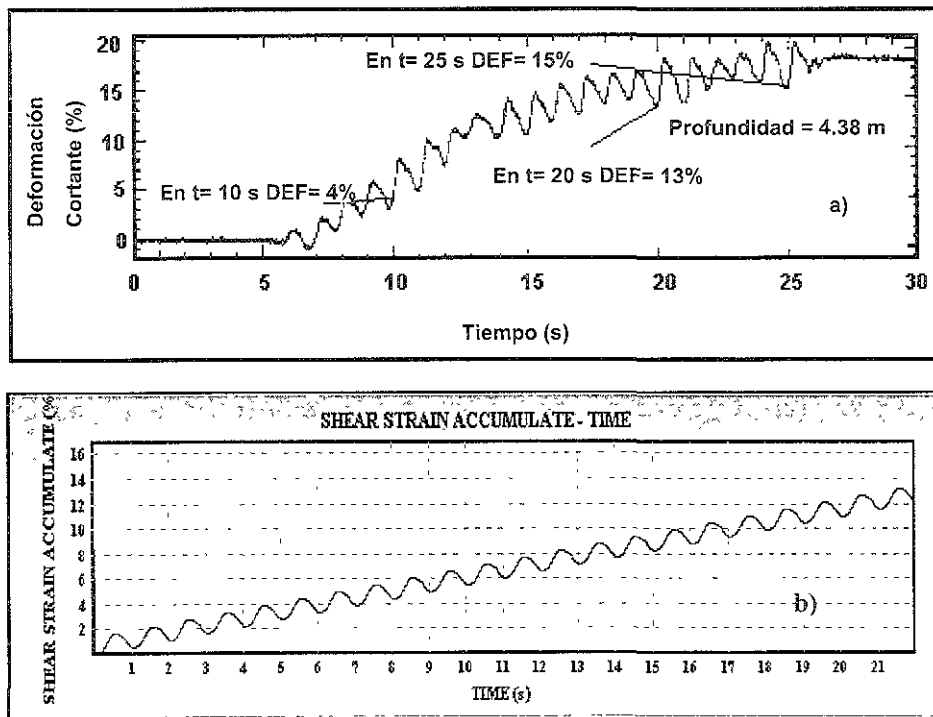


FIGURA 4.24 a) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2-4; b) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2-4 (Taboada, 1995).

En la figura 4.24a se presenta el registro de deformación cortante-tiempo en la zona de transición (4.5 m) obtenido en el ensaye M2-4; y en la figura 4.24b se muestra el resultado analítico correspondiente al ensaye M2-4. Los resultados analíticos se obtienen a partir del tiempo de excitación efectivo, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t=5$ segundos. Por tanto, los niveles de deformación cortante registrados en el ensaye M2-4 en $t=10$, $t=20$, y $t=25$ segundos son de 4 %, 13 %, y 15 %, respectivamente, los cuales corresponden a $t=4.5$, $t=14.5$ y $t=19.5$ segundos en los resultados analíticos, definiéndose deformaciones de 4 %, 10 % y 12 %, respectivamente. En estos últimos resultados se refleja una discrepancia de 25 % con respecto a lo que se registró en laboratorio, sin embargo, podemos decir que es un error aceptable.

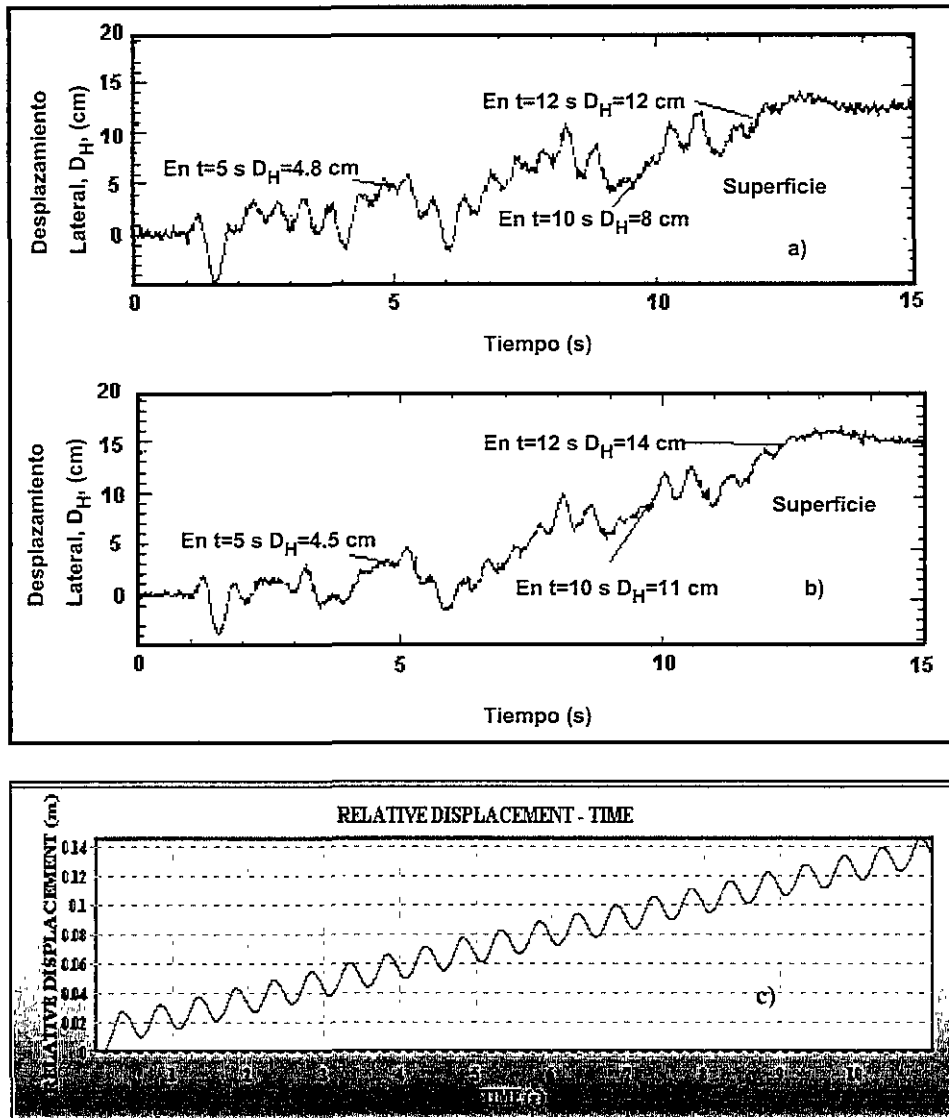


FIGURA 4.25 a) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensaye M2a-3; b) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensaye M2a-4; c) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido analíticamente para los ensayos M2a-3 y M2a-4 (Taboada, 1995).

En la figura 4.25 se muestran los registros de desplazamientos laterales-tiempo para los ensayos M2a-3 (figura 4.25a), y M2a-4 (figura 4.25b), los cuales fueron ensayados con el objetivo de simular un talud infinito con inclinación de 1.3° , en este caso se experimenta un espesor de licuación de 3.5 m, la excitación aplicada a este modelo presentaba las siguientes características, $a_{\text{máx}}=0.27g$, frecuencia de 2 Hz, y 22 ciclos; en la figura 4.25c se presentan los resultados que se obtienen con la propuesta analítica. Al comparar lo medido en centrífuga con lo que se calcula analíticamente, se observan resultados muy razonables en lo que respecta al comportamiento y magnitud de los desplazamientos laterales. Los tiempos que se muestran en el registro de desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden al intervalo de tiempo efectivo de excitación, es decir, en el estudio analítico $t=0$ segundos corresponde $t=1$ segundos en el registro medido en laboratorio. Si nos enfocamos a los desplazamientos obtenidos en los ensayos M2a-3 y M2a-4 a $t=5$, $t=10$, y $t=12$ segundos, para el primer ensaye se obtienen desplazamientos laterales de $D_H=4.8$ cm, $D_H=8$ cm y $D_H=12$ cm, mientras que para el experimento M2a-4, se registran desplazamientos laterales con magnitudes de $D_H=4.5$ cm, $D_H=11$ cm y $D_H=14$ cm; los cuales corresponden analíticamente a los tiempos de $t=4$, $t=9$, y $t=11$ segundos, obteniéndose desplazamientos del orden de $D_H=5$ cm, $D_H=11$ cm, y $D_H=13.3$ cm, respectivamente.

En las figuras 4.26a y 4.26b se presentan los registros de deformación cortante-tiempo en la zona de transición (3.75 m) obtenidos en los experimentos M2a-3 y M2a-4, respectivamente; y en la figura 4.26c se presentan los resultados analíticos para los dos ensayos. Los resultados analíticos se obtienen a partir del tiempo de excitación efectivo, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t=1$ segundo. Por tanto, los niveles de deformación cortante registrados en los ensayos M2a-3 y M2a-4 en $t=4$, $t=8$, y $t=12$ segundos son de 0.4 %, 1.8 %, y 2.7 % para el primero, y de 0.1 %, 1.8%, y 2.7 % para el segundo, mientras que en los resultados analíticos en los tiempos de $t=3$, $t=7$ y $t=11$ se obtienen deformaciones de 1 %, 2.2 %, y 3.7 %, respectivamente.

En la figura 4.27a se muestra el registro de desplazamientos laterales-tiempo para el ensaye M2c-6, el cual fue ensayado con el objetivo de simular un talud infinito con inclinación de 10° , en este modelo se experimenta un espesor de licuación de 3.5 m, la excitación aplicada durante el ensaye presentaba las siguientes características, $a_{\text{máx}}=0.17g$, frecuencia de 2 Hz, y 22 ciclos; en la figura 4.27b se presentan los resultados que se obtienen con la propuesta analítica. Se observan resultados bastante razonables en lo que respecta al comportamiento y magnitud de los desplazamientos laterales. Sin embargo, es importante señalar que los tiempos que se muestran en el registro de desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden al intervalo de tiempo efectivo de excitación, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t=5.5$ segundos. Si comparamos el desplazamiento obtenido en el ensaye M2c-6 a $t=8$, $t=12$, y $t=15$ segundos, se obtienen desplazamientos laterales de $D_H=19$ cm, $D_H=46$ cm y $D_H=63$ cm, respectivamente; mientras que los desplazamientos obtenidos analíticamente corresponden a $t=2.5$, $t=6.5$, y $t=9.5$ segundos, registrándose desplazamientos laterales del orden de $D_H=18$ cm, $D_H=42$ cm, y $D_H=61$ cm, respectivamente. Este caso es muy especial, ya que en ellos no se observan desplazamientos significativos en la dirección contraria al movimiento lógico.

En la figura 4.28a se presenta el registro de deformación cortante-tiempo en la zona de transición (3.5 m) obtenido en el ensaye M2c-6; mientras que en la figura 4.28b se muestra el resultado analítico correspondiente al ensaye M2c-6. Los resultados analíticos se obtienen a partir del tiempo de excitación efectivo, es decir, sin considerar las pequeñas amplitudes de aceleración que se reflejan antes de $t= 5.5$ segundos. Por tanto, los niveles de deformación cortante registrados en el ensaye M2c-6 en $t= 10$, y $t= 14$ segundos son de 7 %, y 13 %, los cuales corresponden a $t= 4.5$, y $t= 8.5$ segundos en los resultados analíticos, definiéndose deformaciones de 8 %, y 15.2 %, respectivamente.

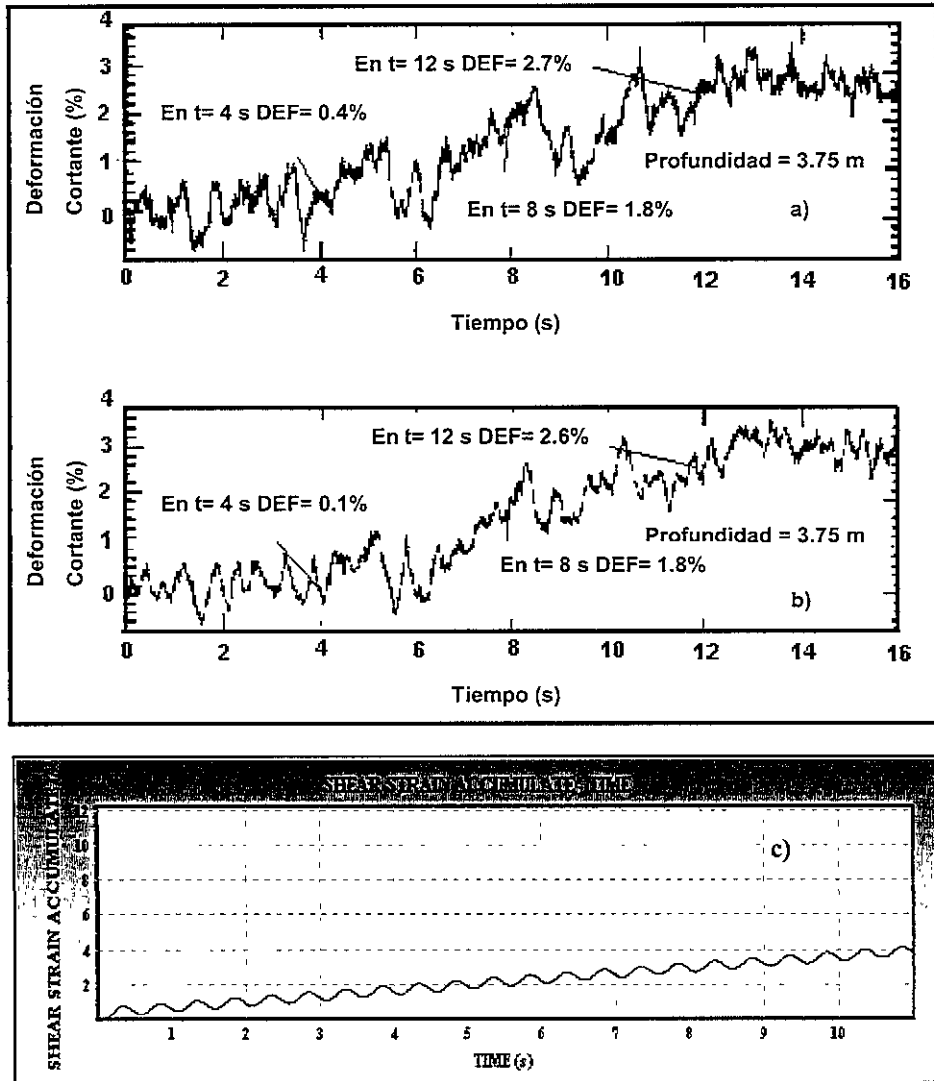


FIGURA 4.26 a) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2a-3; b) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2a-4; c) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido analíticamente para los ensayes M2a-3 y M2a-4 (Taboada, 1995).

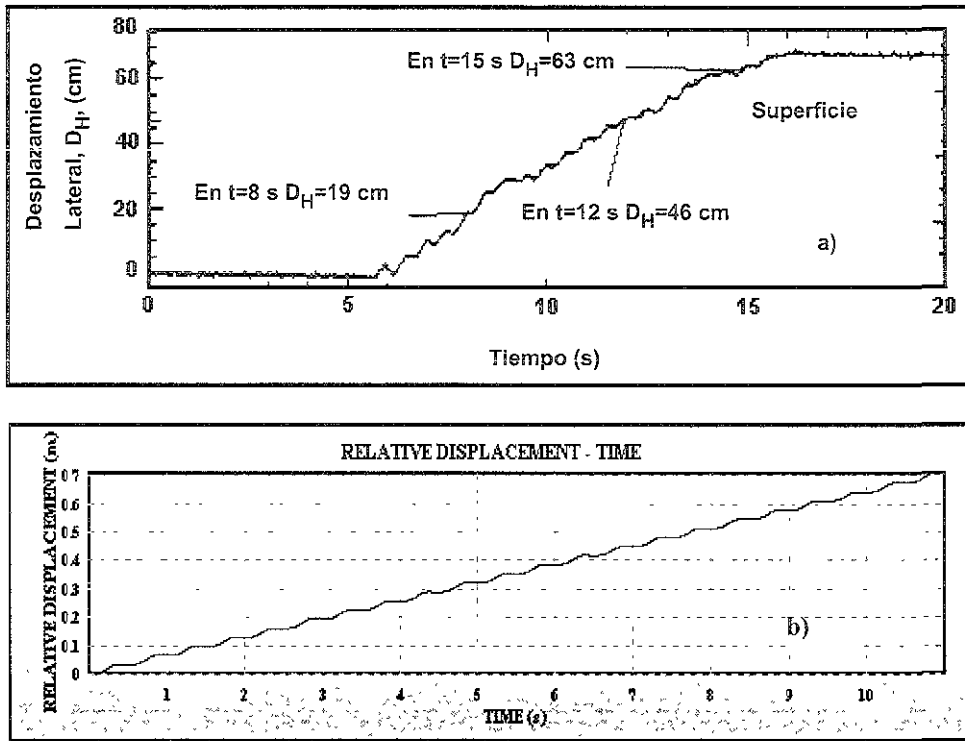


FIGURA 4.27 a) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido en el ensaye M2c-6; b) Registro de desplazamientos laterales-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2c-6 (Taboada, 1995).

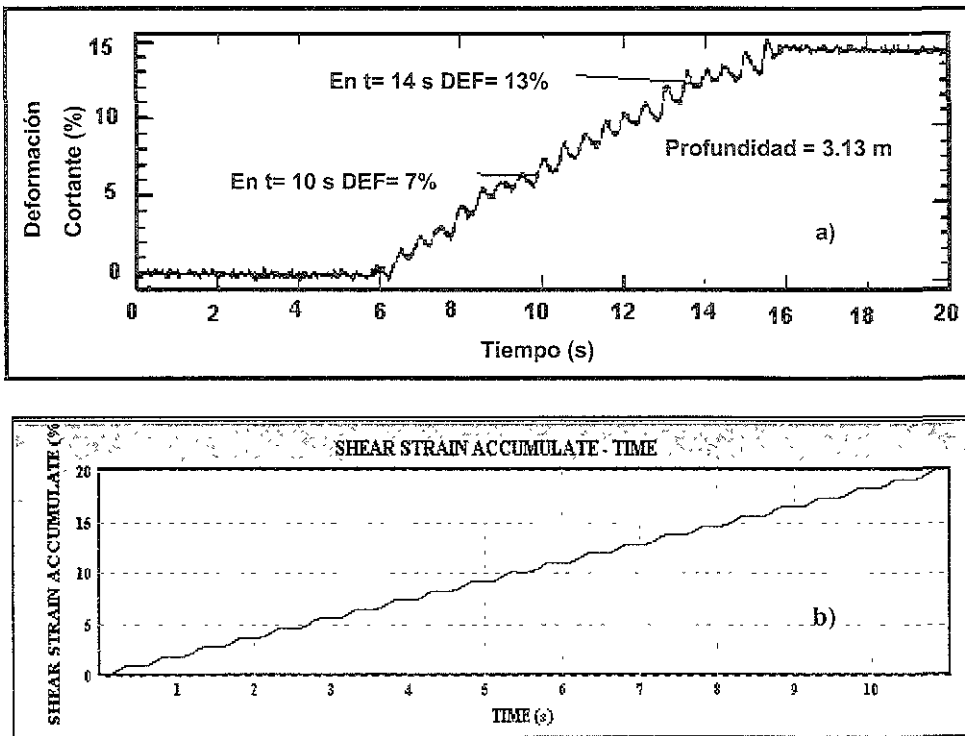


FIGURA 4.28 a) Registro de deformación cortante-tiempo obtenido en el ensaye M2c-6; b) Registro deformación cortante-tiempo obtenido analíticamente para el ensaye M2c-6 (Taboada, 1995).

4.6 Análisis de sensibilidad en taludes confinados, infinitos.

En vista de los resultados obtenidos en el proceso de calibración, abordamos a una nueva etapa, la cual tiene como objetivo visualizar la influencia de cada uno de los parámetros que protagonizan el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación (Hamada et al. 1986; Taboada, 1995), para ello, realizamos un análisis de sensibilidad. En esta etapa de análisis, se mantiene constante la inclinación de la ladera, $\alpha_{\text{campo}}=5^\circ$, ya que la influencia de este parámetro fue analizada en el proceso de calibración.

En este apartado, nos interesa conocer el grado de participación de algunos parámetros en la magnitud de los desplazamientos laterales, entre estos parámetros podemos mencionar los siguientes: resistencia residual o resistencia cortante de fluencia, espesor de suelo licuado, influencia de la magnitud de la deformación de fluencia, así como la participación de la relación de dilatación de la curva esfuerzo-deformación cortante considerada en el modelo modificado (modelo dilatante) y peso volumétrico del material.

4.6.1 Efecto de la resistencia cortante de fluencia, τ_{f} , en D_{H} .

Actualmente existe incertidumbre acerca del concepto de resistencia cortante durante el fenómeno de licuación, específicamente hablando de la resistencia disponible durante el fenómeno de desplazamientos laterales o resistencia cortante de fluencia como se define en la presente tesis. Algunos investigadores, por ejemplo, Kramer (1989) define la resistencia residual como la resistencia que tiene el suelo licuado a grandes deformaciones, sin especificar claramente la aplicabilidad de este concepto y la metodología adecuada para definir este parámetro de resistencia.

Se tienen dos fenómenos diferentes a analizar, uno es la falla de flujo y el otro el fenómeno de deformación limitada. La deformación limitada consiste de desplazamientos laterales, donde existe un esfuerzo cortante estático inicial muy reducido, por ejemplo, en laderas jóvenes geológicamente hablando; y el otro caso, falla de flujo, existen esfuerzos cortantes muy grandes, por ejemplo, la presa de San Fernando. Castro (1969) realizó ensayos triaxiales monotónicos no drenados para establecer la línea del estado estable con el objetivo de analizar el flujo presentado en la presa de San Fernando, él concluyó que la resistencia residual que controlaba las deformaciones en este caso era de 45 kPa; posteriormente Arulmoli et al. (1992) realizaron ensayos de corte simple cíclico en arena de Nevada para estudiar el posible comportamiento del material bajo sollicitaciones cíclicas y condiciones de licuación, obteniéndose una resistencia cortante de fluencia de 3.3 kPa; por tanto, podemos observar claramente una amplia diferencia en la magnitud de la resistencia residual o de fluencia para ambos casos, es decir, la magnitud de la resistencia de fluencia para un análisis de desplazamientos laterales debidos a licuación es muy baja.

El problema analizado en esta tesis es el fenómeno de deformación limitada durante un evento sísmico (movilidad cíclica), no el de la inestabilidad de un talud, es decir, el nivel de resistencia residual o de fluencia esperado para realizar un estudio de desplazamientos laterales debidos a licuación sería bajo; sin embargo, no contamos con referencias contundentes del intervalo de resistencia de fluencia para diferentes materiales bajo las

condiciones antes mencionadas, a excepto de un conjunto de ensayos de corte simple cíclico desarrollados por Arulmoli et al. (1992) y evidencias de campo presentadas por Zhegal y Elgamal (1994) para el caso de Wildlife, California, después del sismo de Superstition Hills el 24 de noviembre de 1987; por esta razón se realiza un análisis de sensibilidad del nivel de esfuerzo de fluencia que puede presentarse en un problema de desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación.

En la figura 4.29 se muestra la sensibilidad que presenta la magnitud de los desplazamientos laterales al variar el nivel de resistencia de fluencia; este análisis se realizó haciendo uso de los siguientes parámetros, se consideró una excitación senoidal con amplitud constante de 1.45 m/s^2 , 20 ciclos de carga y frecuencia de 1 Hz, $\alpha = 5^\circ$, deformación de fluencia de 0.5 %, altura de licuación de 4 m y relación de dilatación $M = 0.0, 0.5, 2.0, 10.0, 20.0 \text{ kPa/\%}$; el esfuerzo de fluencia se varia desde 0.5 kPa a 15 kPa, esto con el objetivo de contar con un rango lo suficientemente amplio para visualizar la importancia de la magnitud de este parámetro en los desplazamientos laterales.

En la figura 4.29 se observan dos aspectos importantes, *primero*, se ve de manera muy clara como los desplazamientos laterales se incrementan conforme se reduce la resistencia de fluencia, esto se observa para el modelo de Newmark, así como el caso analizado con una relación de dilatación de 0.5 kPa/%; para el evento en el que se tiene una relación de dilatación de 2.0 kPa/%, se presenta algo similar pero en menor escala, es decir, el fenómeno de dilatación se empieza a reflejar en el valor de D_H (Desplazamiento Lateral); sin embargo, las curvas correspondientes a $M = 10.0$ y 20.0 kPa/\% , tienen un comportamiento inverso a los anteriores, es decir, los desplazamientos laterales tienden a disminuir al reducir el esfuerzo de fluencia (para valores de $\tau_Y < 6 \text{ kPa}$), esto lo podemos explicar con el siguiente razonamiento, si el esfuerzo de fluencia es muy pequeño, el proceso de deslizamiento sucederá rápidamente alcanzándose niveles considerables de deformación cortante, por tal motivo se hace presente el fenómeno de dilatación, teniendo éste mayor importancia al aumentar la relación de dilatación. *Segundo*, podemos apreciar como el comportamiento dilatante del suelo se hace menos importante conforme se incrementa la resistencia cortante de fluencia, por ello apreciamos un cambio de pendiente en la curva $D_H - \tau_Y$ en los casos en que $M = 10.0$ y 20.0 kPa/\% , es decir, el esfuerzo de fluencia empieza a tener mayor participación.

4.6.2 Efecto del espesor de licuación, H_L , en D_H .

Por otro lado, con el objetivo de analizar la importancia de la altura de licuación en la magnitud de los desplazamientos laterales, se utilizan nuevamente los siguientes parámetros: $\alpha = 5^\circ$, $\tau_Y = 2.5 \text{ kPa}$ (este valor fue seleccionado con el objetivo de ubicarnos en la zona más sensible de la gráfica 4.29 y poder visualizar lo mejor posible el grado de influencia de dicho parámetro), deformación cortante de fluencia de 0.5 %, la altura de licuación varía desde 1 m hasta 13 m. En la figura 4.30, se presentan gráficamente la variación de los desplazamientos laterales como una función del espesor de licuación (H_L); en ésta gráfica se observa que el comportamiento de las curvas $D_H - H_L$ para valores de $M = 0.0, 0.5$ y 2.0 kPa/\% tiende a ser similar y casi horizontal para altura de licuación mayor a 10 m, ya que la excitación permanece constante en toda la etapa de análisis, es decir, la

magnitud de la relación de dilatación tiene escasa importancia en los desplazamientos laterales; sin embargo, para los casos analizados con $M= 10.0$ y 20.0 kPa/% se observa una clara participación de la magnitud de la relación de dilatación, la cual disminuye a medida que H_l aumenta. El comportamiento general de esta gráfica es similar a los reportados en ensayos en centrífuga (Taboada, 1995; Sharp, 1999).

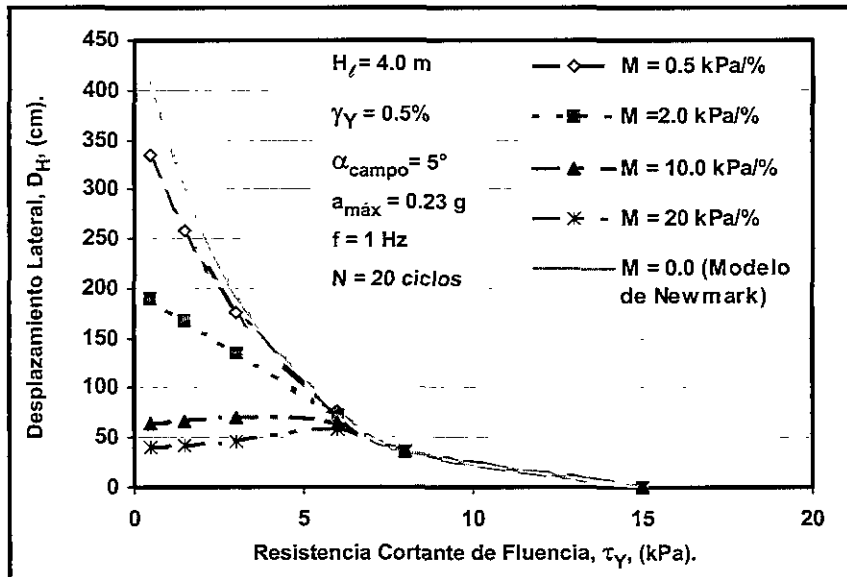


FIGURA 4.29 Influencia del esfuerzo cortante de fluencia en D_H .

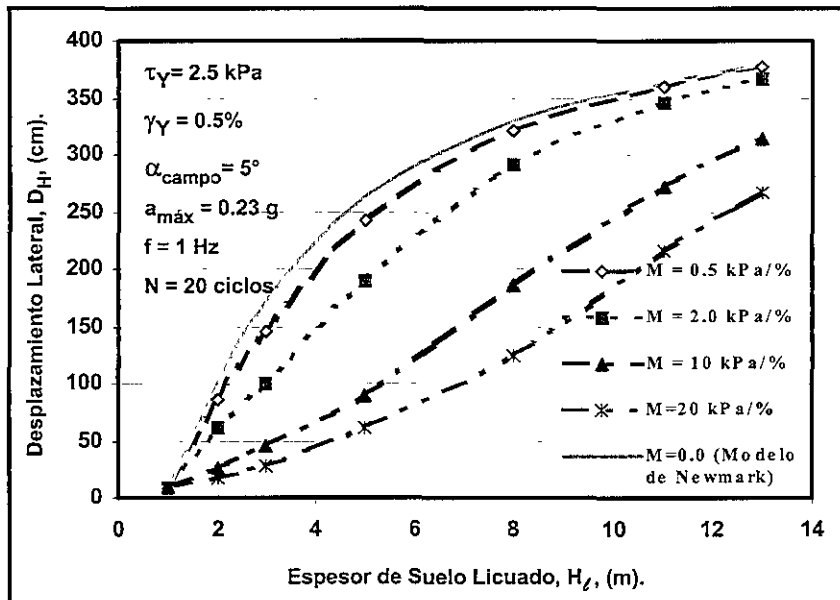
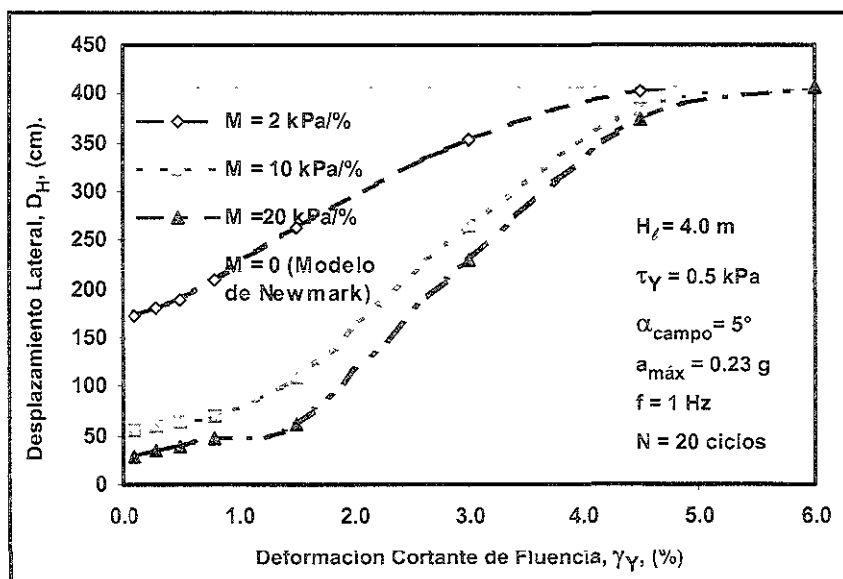


FIGURA 4.30 Influencia del espesor de suelo licuado en D_H .

4.6.3 Efecto de los parámetros de dilatación, (γ_V y M), en D_H .

Una de las etapas más importante del análisis de sensibilidad, es la de definir la importancia que pueden presentar los parámetros de dilatación (el nivel de deformación cortante de fluencia y la relación de dilatación) en la magnitud de los desplazamientos laterales, para ello, se procede a realizar lo siguiente.

El efecto de la deformación cortante de fluencia (γ_V) en los desplazamientos laterales se resume en las figuras 4.31 y 4.32. Para este análisis, se considera un valor de $\alpha = 5^\circ$; altura de licuación de 4 m, relación de dilatación de 0.0, 2.0, 10.0 y 20.0 kPa/%, y $\tau_V = 2.5$ y 0.5 kPa. La deformación cortante de fluencia se hace variar de 0.1% hasta 6% (rango de deformación cortante mucho mayor al observado en ensayos en centrífuga y en ensayos triaxiales cíclicos no drenados). El comportamiento general de estas gráficas se define claramente; en éstas se observa que los desplazamientos laterales aumentan al incrementarse la deformación cortante de fluencia, manteniendo cada una de ellas su posición relativa en función de la relación de dilatación. Por otro lado, podemos apreciar que todos los casos analizados tienden a un valor de D_H correspondiente al modelo de Newmark a medida que se incrementa la deformación de fluencia, esto en función de la relación de dilatación y del esfuerzo cortante de fluencia. Para el caso en el que el esfuerzo de fluencia es de 2.5 kPa, se observa que la curva correspondiente a $M = 2.0$ kPa/% presenta una tendencia al modelo de Newmark al experimentarse niveles de deformación de fluencia de 1.5 %, mientras para $M = 10.0$ y 20.0 kPa/% se alcanza a un nivel de deformación de fluencia de 3 % (ver figura 4.32). Por otro lado, para el caso en el que el esfuerzo cortante de fluencia es de 0.5 kPa, todas las situaciones analizadas alcanzan el nivel del modelo de Newmark a deformaciones de fluencia mayores de 5 % (ver figura 4.31).

FIGURA 4.31 Influencia de la deformación de fluencia en D_H .

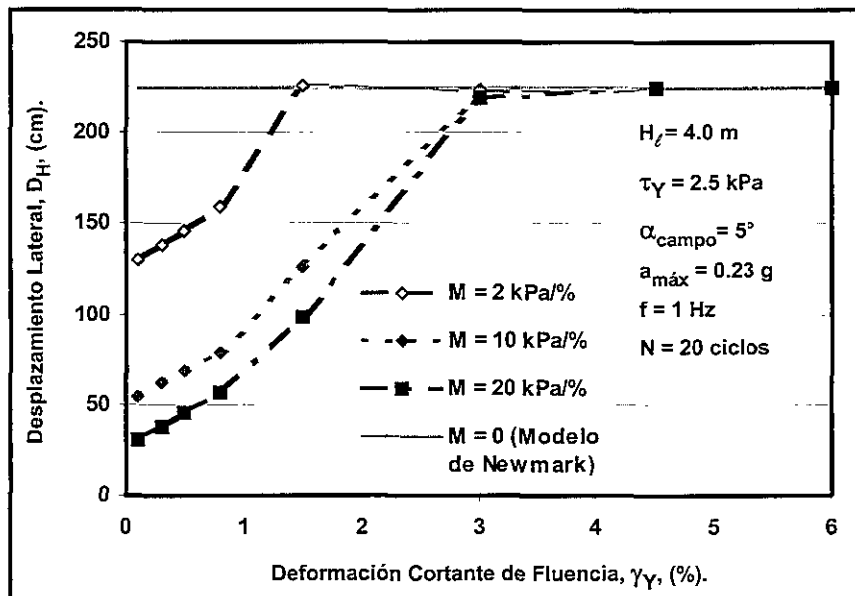


FIGURA 4.32 Influencia de la deformación de fluencia en D_H .

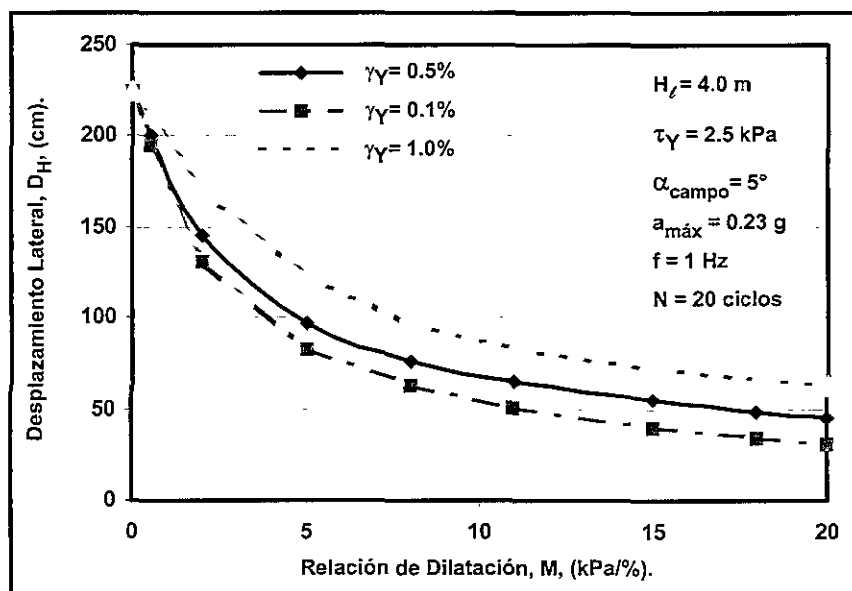


FIGURA 4.33 Influencia de la relación de dilatación en D_H .

En la figura 4.33 se presenta la influencia de la pendiente de dilatación en D_H . En este caso se mantiene el ángulo de $\alpha = 5^\circ$, deformación cortante de fluencia de 1%, 0.5 % y 0.1%, altura de licuación de 4 m, esfuerzo de fluencia de 2.5 kPa, la relación de dilatación varía desde 0 a 20 kPa/%. En este caso la gráfica habla por sí sola, es decir, se ve una clara importancia de la relación de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales, así como la reducida diferencia en el comportamiento de las curvas D_H - M para la banda de deformación cortante de fluencia analizada. En todos los gráficos antes analizados, hemos visto la sensibilidad de la magnitud de los desplazamientos laterales en función de la relación de dilatación.

Con el objetivo de visualizar más ampliamente la importancia del nivel de la deformación cortante de fluencia en D_H , adicionamos una serie de gráficos, los cuales son un resultado de los siguientes casos analizados. El gráfico 4.34 muestra el rango de variación de los desplazamientos laterales con respecto a la magnitud de deformación de fluencia y el espesor de licuación, esto como resultado de una excitación con una frecuencia de 1 Hz, amplitud máxima de 0.23g y 20 ciclos senoiales, resistencia cortante de fluencia de 2.5 kPa, $\alpha = 5^\circ$ y $M= 7 \text{ kPa}/\%$; en este gráfico se observa una desviación aproximadamente de un 32 % entre la magnitud de los desplazamientos laterales presentados para un nivel de deformación de 1% y 0.1%; esto nos indica que la diferencia es relativamente reducida con respecto al rango de deformación cortante de fluencia analizado. En la figura 4.34 se exhibe la sensibilidad de la magnitud de los desplazamientos laterales en función de la deformación cortante de fluencia y la resistencia cortante de fluencia, en este gráfico se observa un porcentaje de variación en la magnitud de D_H de 35% entre la magnitud de los desplazamientos laterales presentados para un nivel de deformación de 1% y 0.1%.

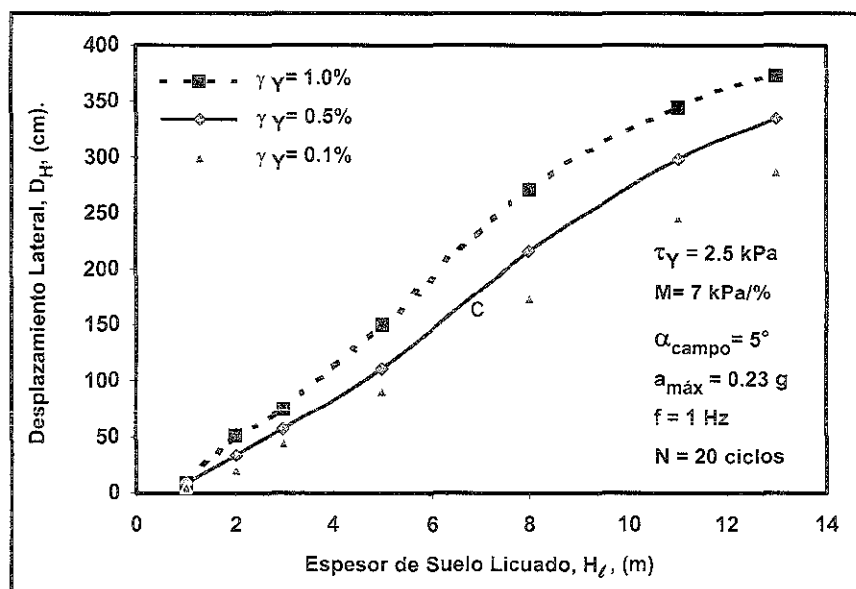


FIGURA 4.34 Influencia del nivel de deformación de fluencia en coalición con el espesor de licuación.

4.6.4 Efecto del peso volumétrico del espesor de material potencialmente licuable, γ_T , en D_H .

Otro factor importante en el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación, es el peso volumétrico del material potencialmente licuable. En la figura 4.36 se muestra la sensibilidad que presentan los desplazamientos laterales al variar el peso volumétrico del material en estudio, así como la influencia de la deformación cortante de fluencia, y la diferencia en la predicción de los desplazamientos laterales que proporciona el modelo de Newmark y el modelo modificado; en este gráfico se observa con claridad que la magnitud del desplazamiento lateral se incrementa al presentarse un material con mayor peso volumétrico, y el grado de influencia de un nivel de deformación de fluencia del orden de 0.1% y 0.5% es relativamente reducido uno con respecto al otro.

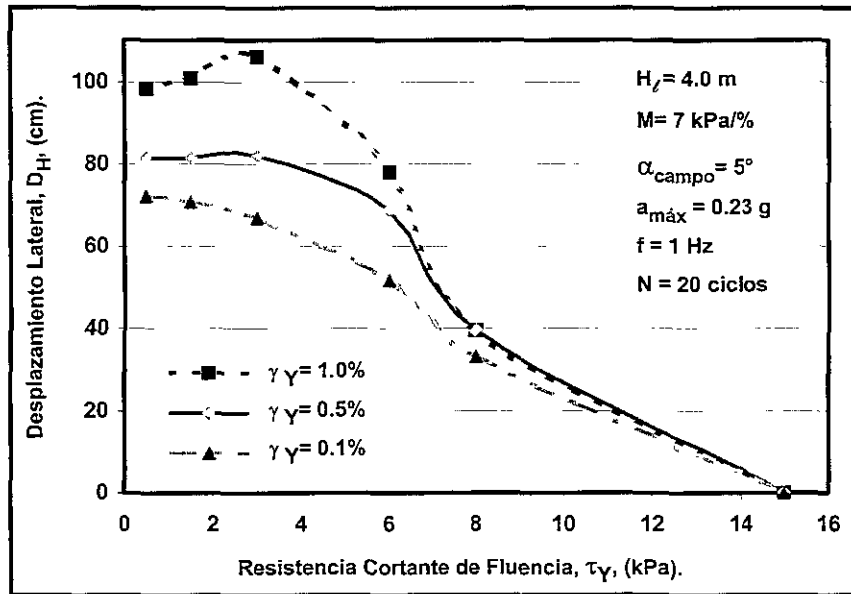


FIGURA 4.35 Influencia del nivel de deformación de fluencia en coalición con la resistencia cortante de fluencia.

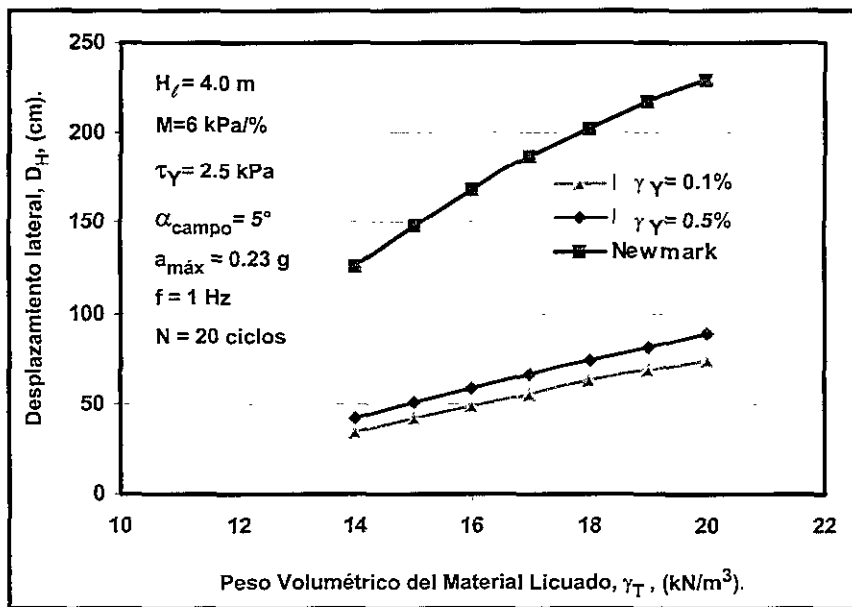
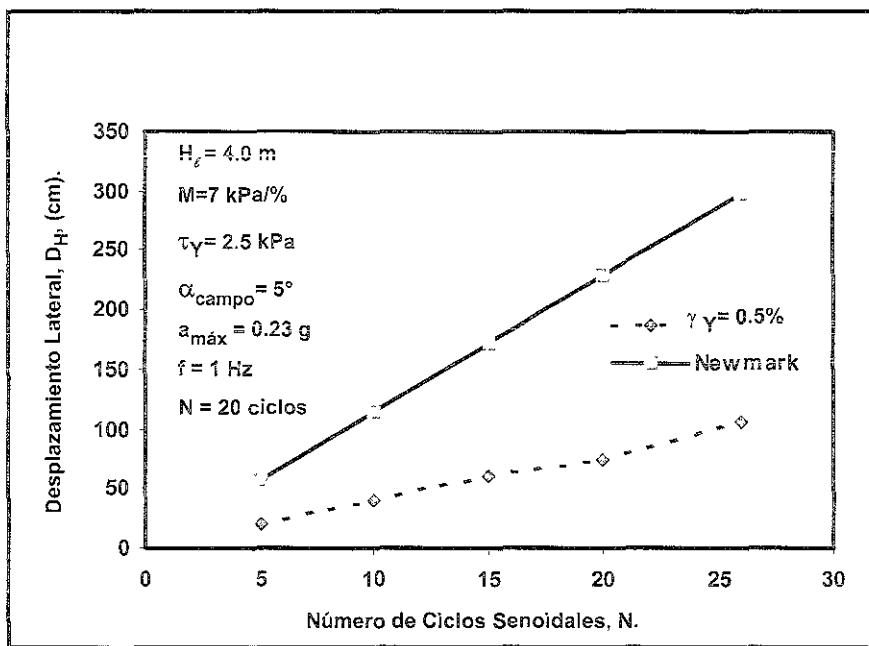


FIGURA 4.36 Variación de la magnitud de D_H como función del peso volumétrico del material en estudio en unión con la influencia del nivel de deformación cortante de fluencia.

Finalmente para concluir con esta etapa del análisis de sensibilidad, se presenta la influencia del numero de ciclos en la magnitud de los desplazamientos laterales, esto con el objetivo de relacionar de manera indirecta la magnitud del sismo con D_H ; en el gráfico 4.37 se muestra un claro incremento casi lineal de D_H con el número de ciclos (N).

FIGURA 4.37 Influencia del Numero de Ciclos en D_H .

4.7 Análisis de sensibilidad en taludes finitos.

En este apartado, nos interesa conocer el grado de participación de algunos parámetros en la magnitud de los desplazamientos laterales en taludes finitos (ver figura 4.14), entre estos parámetros podemos mencionar los siguientes: ángulo de inclinación del cuerpo del talud, resistencia residual o resistencia cortante de fluencia, altura de la superficie libre, influencia de la magnitud de la deformación de fluencia, así como la participación de la relación de dilatación de la curva esfuerzo-deformación cortante considerada en el modelo modificado (modelo dilatante) y peso volumétrico del material.

4.7.1 Efecto del ángulo de inclinación del cuerpo del talud, β , en D_H .

En el presente estudio se ha analizado el ángulo de inclinación del cuerpo del talud como un factor que pudiera representar una influencia importante en la magnitud de los desplazamientos laterales de taludes finitos, esto visualizándolo implícitamente en las fuerzas de inercia, es decir, en la masa del bloque definido en el análisis seudoestático abordado en apartados anteriores. Con el objetivo de explorar cuantitativamente la influencia del ángulo de inclinación del talud se analiza un caso hipotético, el cual presenta las siguientes características topográficas del sitio, altura de superficie libre de 4.0 m, peso volumétrico del material potencialmente licuable de 20 kN/m³; las propiedades mecánicas en condiciones de licuación son las siguientes, resistencia residual de 2.5 kPa, deformación cortante de fluencia de 0.5%, y la relación de dilatación se hace variar de 2 kPa/% a 20 kPa/%; la excitación aplicada al talud es una señal con una frecuencia de 1.5 Hz, 22 ciclos senoidales y amplitud de la aceleración máxima constante igual a 0.23g (2.26 m/s²). Finalmente, en la figura 4.38 se muestra la sensibilidad de la magnitud de los desplazamientos laterales al variar el ángulo de inclinación del cuerpo del talud.

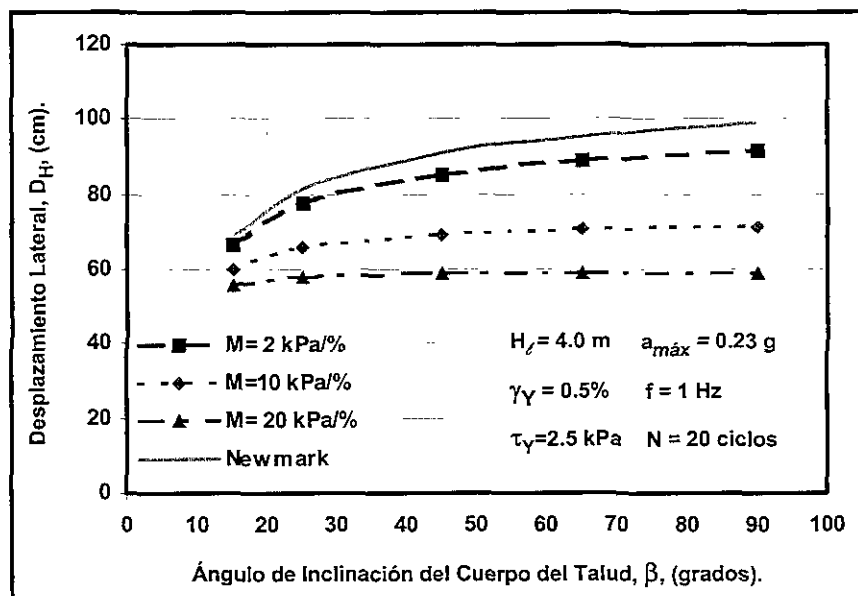


FIGURA 4.38 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación del ángulo de inclinación del cuerpo del talud.

En el gráfico anterior se puede observar claramente que este efecto es relativamente pequeño, ya que es un parámetro que puede ser estimado sin llegar a errores importantes, es decir, podemos tener una desviación máxima de 1° a 3° sin alterar de manera importante los resultados analíticos.

4.7.2 Efecto de la resistencia cortante de fluencia, τ_Y , en D_H .

Actualmente existe incertidumbre acerca del concepto de resistencia cortante durante el fenómeno de licuación, específicamente hablando de la resistencia disponible durante el fenómeno de desplazamientos laterales o resistencia cortante de fluencia como se define en la presente tesis. Sin embargo, en el análisis de sensibilidad realizado para el caso de desplazamientos laterales sobre taludes sin superficie libre, se ha llegado a visualizar un rango del nivel de resistencia cortante de fluencia o resistencia disponible durante el fenómeno de licuación; por ello es importante analizar nuevamente este concepto para el caso de taludes con superficie libre con el objetivo de unificar el concepto utilizado en este trabajo. Para cumplir con lo antes señalado se retoma el caso general planteado en el inciso anterior, utilizando un ángulo del cuerpo del talud de 45° , altura de superficie libre de 4.0 m, peso volumétrico del material potencialmente licuable de 20 kN/m^3 ; las propiedades mecánicas en condiciones de licuación son las siguientes, en este caso la resistencia cortante de fluencia se hace variar de 0.5 kPa a 15 kPa, deformación cortante de fluencia de 0.5%, y la relación de dilatación se hace variar de 2 kPa/% a 20 kPa/%; la excitación aplicada al talud es una señal con una frecuencia de 1.5 Hz, 22 ciclos senoidales, y amplitud de la aceleración máxima de 0.23g (2.26 m/s^2).

Los resultados analíticos se muestran en la figura 4.39, en este gráfico se puede observar que la posición relativa de las curvas para el caso de Newmark (resistencia cortante de

fluencia constante) y para los diferentes niveles de dilatación suele ser bastante lógica; la diferencia en la predicción de los modelos tiende a reflejarse con mayor importancia para niveles de resistencia cortante de fluencia de 0.5 kPa a 4 kPa, es decir, el fenómeno de dilatación presenta mayor jerarquía cuando se tiene una resistencia cortante de fluencia pequeña, como ocurre en la realidad de acuerdo a los casos historia registrados (Stark y Mesri, 1992). Sin embargo, el comportamiento mostrado en el gráfico 4.39 es el resultado de un caso en especial sin poder establecer un criterio unificador, pero sí una tendencia hacia este comportamiento como se observó en los resultados presentados en la figura 4.29 para un talud infinito, ampliándose un poco el intervalo de resistencia en este último, sin dejar de ser un intervalo bastante estrecho o reducido.

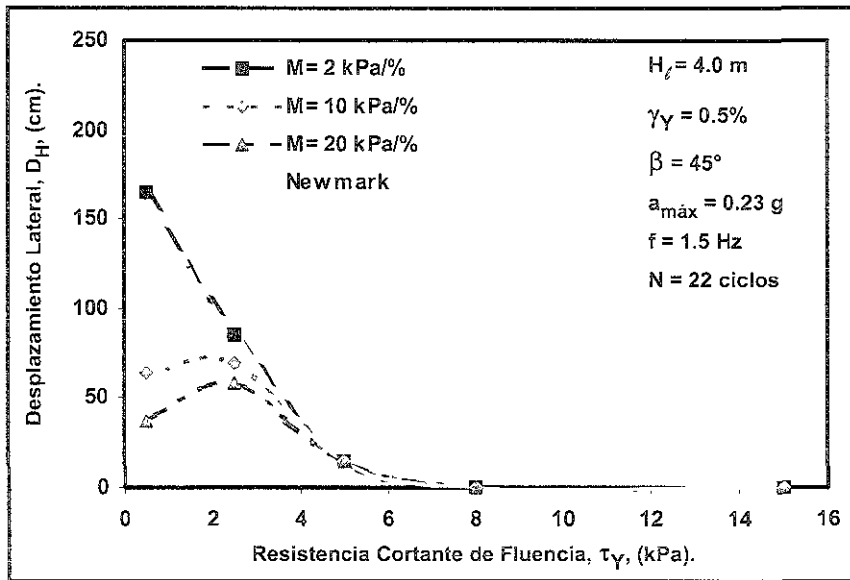


FIGURA 4.39 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la resistencia cortante de fluencia.

Otro aspecto importante que se puede observar y comentar, es el comportamiento especial de las curvas $D_H-\tau_Y$ para los casos en que $M=10$ kPa/% y $M=20$ kPa/%, es decir, cuando se tiene un depósito en el que la dilatación es importante. De entrada esperaríamos que los desplazamientos laterales disminuyeran conforme se incrementa la resistencia cortante de fluencia; sin embargo, en estos dos casos no se observa. El comportamiento presentado en el gráfico 4.39 podría fundamentarse con el siguiente análisis; si estudiamos dos casos, uno con $\tau_Y=0.5$ kPa y otro con $\tau_Y=2$ kPa, los demás parámetros permanecen constantes para ambos casos. La aceleración de fluencia del bloque cuesta abajo y cuesta arriba del talud es menor para el primer caso ($\tau_Y=0.5$ kPa), por lo que se esperaría que los desplazamientos laterales fuesen mayores; sin embargo, el desplazamiento total del bloque es la adición del desplazamiento desarrollado en ambas direcciones, por lo que para el caso en el que $\tau_Y=2$ kPa la aceleración de fluencia cuesta arriba del talud es mayor, lo que implica menores desplazamientos que al adicionarlos, el desplazamiento total tiende a ser mayor para el caso con resistencia cortante de fluencia mayor y, el fenómeno de dilatación es más importante para el caso en el que la resistencia cortante de fluencia es menor.

4.7.3 Efecto de la altura de superficie libre licuada, H_L , en D_H .

Los datos de campo han sido evidencia contundente de la jerarquía que muestra la altura de la superficie libre tanto en el comportamiento general de los desplazamientos laterales como en la atenuación del espesor de licuación, como se ha comentado en incisos anteriores. Para analizar cuantitativamente la influencia de H_L , se considera que toda la altura de la superficie libre es potencialmente licuable, pudiendo no serlo, esto lo definiría el especialista en geotécnica; aunado a lo anterior se retoma nuevamente el caso general planteado al inicio de la presente etapa del análisis de sensibilidad. Se contempla que el ángulo del cuerpo del talud es 45° , se establece que la altura de superficie libre puede variar de 3 a 12 m, el peso volumétrico del material potencialmente licuable de 20 kN/m^3 ; con el objetivo de ubicarnos en la zona de moderada sensibilidad definida en la figura 4.29 y poder comparar lo que se obtiene para el caso de desplazamientos laterales en taludes infinitos, se considera que la resistencia cortante de fluencia es 2.5 kPa ; deformación cortante de fluencia de 0.5% , y la relación de dilatación se hace variar de $2 \text{ kPa}/\%$ a $20 \text{ kPa}/\%$; la excitación aplicada al talud es una señal con una frecuencia de 1.5 Hz , 22 ciclos senoidales, y amplitud de la aceleración máxima de $0.23g$ (2.26 m/s^2).

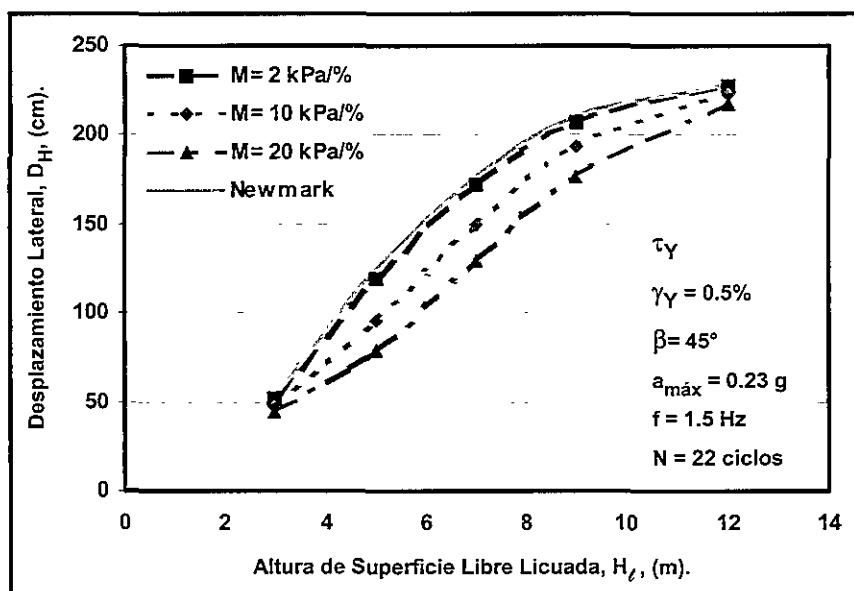


FIGURA 4.40 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la altura de superficie libre.

En la figura 4.40 se muestran los resultados analíticos para el caso planteado en el párrafo anterior. En este gráfico podemos visualizar claramente la influencia de la altura de superficie libre en la magnitud de los desplazamientos laterales, por ello, es importante definir de manera adecuada este parámetro. Un aspecto interesante que se observa en el gráfico anterior es la escasa diferencia en la posición relativa de las curvas analíticas que se obtienen para el caso de Newmark y los distintos casos dilatantes; esta reducida diferencia que se señala seguramente se origina por el nivel de resistencia cortante de fluencia considerada en este inciso, es decir, la resistencia de 2.5 kPa es ubicada en una zona de

moderada sensibilidad en la figura 4.39; sin embargo, en el análisis realizado para taludes sin superficie libre este nivel de resistencia sí se ubica en una zona bastante sensible, y de ahí la diferencia importante que se observa en la figura 4.30.

4.7.4 Efecto de los parámetros de dilatación, (γ_V y M), en D_H .

Una de las etapas más importante del análisis de sensibilidad, es la de definir la influencia que pueden presentar los parámetros de dilatación (el nivel de deformación cortante de fluencia, γ_V , y la relación de dilatación, M) en la magnitud de los desplazamientos laterales en taludes con superficie libre. Como resultado del análisis de sensibilidad realizado para el caso de desplazamientos laterales en taludes sin superficie libre, se ha observado que el comportamiento de las curvas D_H - γ_V es función del nivel de resistencia cortante de fluencia, por ello, este último parámetro se analiza como una variable que permanece constante durante cada uno de los tres casos que se analizan a continuación.

Para visualizar cuantitativamente la sensibilidad que presenta la magnitud de los desplazamientos laterales con respecto a la variación del nivel de deformación cortante de fluencia, se estudia nuevamente el caso tratado en los diferentes incisos correspondientes a desplazamientos laterales en taludes infinitos. En el primer caso a estudiar se considera un ángulo de inclinación del cuerpo del talud de 45° , se establece que la altura de superficie libre es de 4.0 m, el peso volumétrico del material potencialmente licuable de 20 kN/m^3 ; resistencia cortante de fluencia es 0.5 kPa; deformación cortante de fluencia de 0.5%, y la relación de dilatación se hace variar de 2 kPa/% a 20 kPa/%; la excitación aplicada al talud es una señal con una frecuencia de 1.5 Hz, 22 ciclos senoidales, y amplitud de la aceleración máxima de 0.23g (2.26 m/s^2). En la figura 4.41 se muestran gráficamente los resultados analíticos, aquí se observa que los desplazamientos laterales tienden a disminuir conforme disminuye el nivel de deformación cortante de fluencia, y se mantiene una posición relativa como función principal de la relación de dilatación; el nivel de los desplazamientos laterales tiende a la magnitud de los D_H que predice el modelo de Newmark para niveles de deformación mayores de 2%, y se presentan amplias diferencias en el intervalo de 0.1% a 1.5%.

Como consecuencia de lo que se ha obtenido hasta el momento con respecto a la influencia de los niveles de resistencia cortante de fluencia, se plantean dos casos similares al presentado en la figura 4.41, a diferencia que estos se analizan con una resistencia residual de 2.5 kPa y 5 kPa, estos niveles corresponden a una zona que presenta sensibilidad regular y baja (figura 4.39), respectivamente. En las figuras 4.42 y 4.43 se presentan los resultados analíticos para los últimos dos casos, en estos gráficos se observa que la influencia del fenómeno de dilatación pierde importancia durante el proceso de cálculo conforme se incrementa la resistencia cortante de fluencia inicial, para el caso en el que $\tau_V=2.5 \text{ kPa}$ el intervalo más sensible es cuando el nivel de deformación cortante de fluencia esta dentro de 0.1% y 0.7%; mientras que para el caso en el que $\tau_V=5 \text{ kPa}$ es de 0.1% a 0.2%.

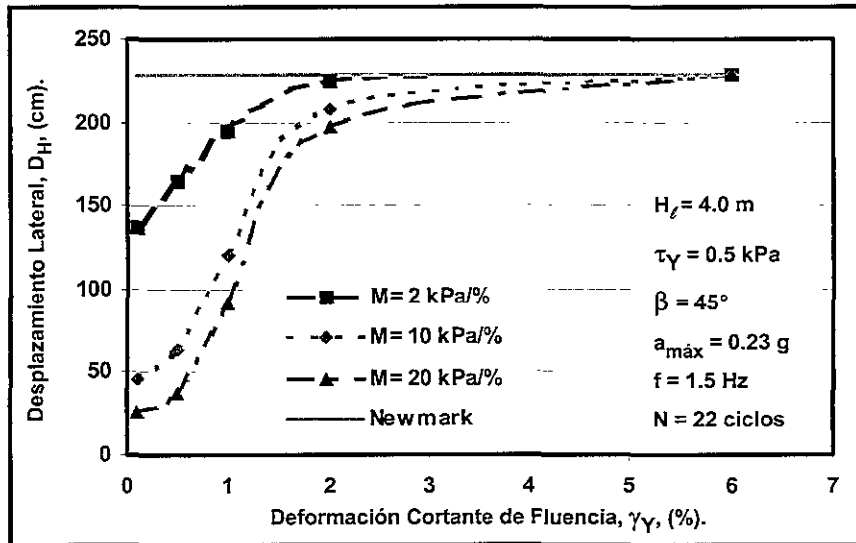


FIGURA 4.41 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la deformación de fluencia para una resistencia cortante de fluencia de 0.5 kPa.

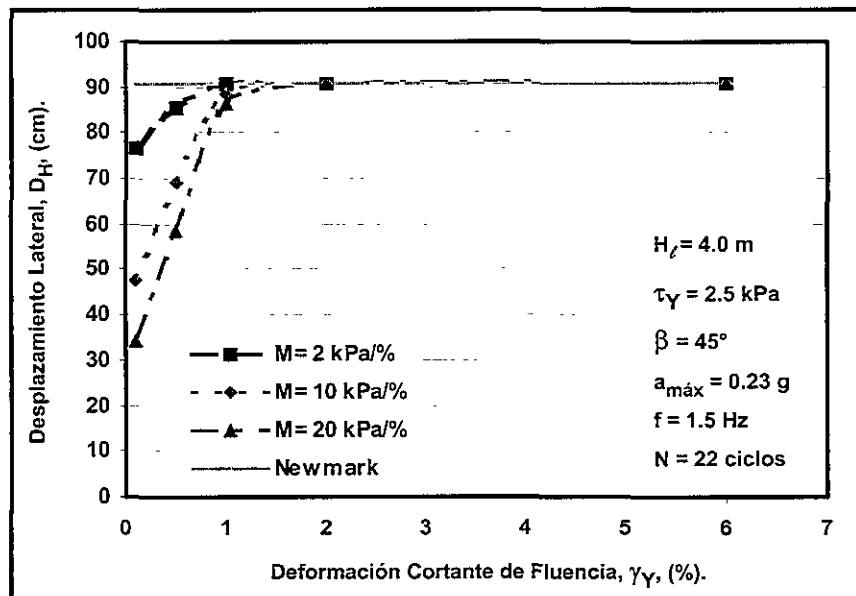


FIGURA 4.42 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la deformación de fluencia para una resistencia cortante de fluencia de 2.5 kPa.

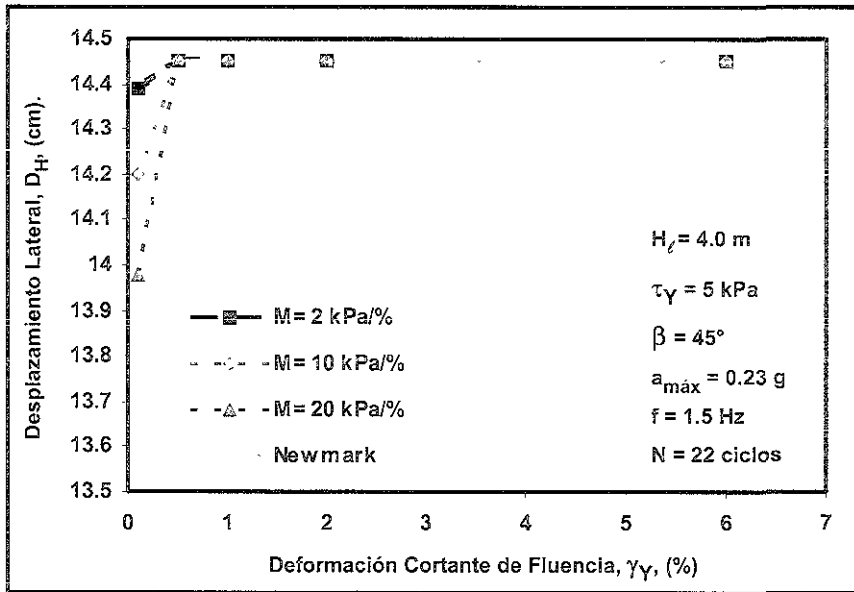


FIGURA 4.43 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la deformación de fluencia para una resistencia cortante de fluencia de 5 kPa.

Para visualizar cuantitativamente la sensibilidad que presenta la magnitud de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la relación de dilatación, M , se estudia nuevamente el caso tratado en los diferentes incisos correspondientes a desplazamientos laterales en taludes con superficie libre. Se considera un ángulo de inclinación del cuerpo del talud de 45° , se establece que la altura de superficie libre es de 4.0 m, el peso volumétrico del material potencialmente licuable de 20 kN/m^3 ; resistencia cortante de fluencia es 0.5 kPa, 2.5 kPa y 5 kPa; deformación cortante de fluencia de 0.5%, y la relación de dilatación se hace variar de 0 (modelo de Newmark) a 20 kPa/%; la excitación aplicada al talud es una señal con una frecuencia de 1.5 Hz, 22 ciclos senoidales, y amplitud de la aceleración máxima de $0.23\text{g} \approx 2.26 \text{ m/s}^2$.

En la figura 4.44 se muestran los resultados analíticos correspondientes a $\tau_Y = 0.5 \text{ kPa}$, en este gráfico se observa que la participación de la dilatación en la magnitud de D_H suele ser importante para niveles de resistencia cortante de fluencia bajos, de manera similar se observó implícitamente en el análisis realizado con el objetivo de profundizar sobre la influencia que experimenta el nivel de deformación cortante de fluencia en D_H (figura 4.41). En la figura 4.42 se definió que en el intervalo de 0.1% a 0.7% se presentan diferencias considerables en la predicción de D_H que realizan el modelo de Newmark y el modelo dilatante a diferentes relaciones de dilatación; mientras que en la figura 4.45 se presentan los resultados analíticos de la sensibilidad de D_H al variar la magnitud de la relación de dilatación para un $\tau_Y = 2.5 \text{ kPa}$, en estos resultados se observa que las curvas correspondientes a $\gamma_Y = 0.1\%$ y $\gamma_Y = 0.5\%$ presentan un gradiente importante al variar la relación de dilatación, y gran diferencia con lo que predice el modelo de Newmark ($M=0$); sin embargo, para el caso en el que $\gamma_Y = 1\%$ se observa un gradiente menor de la magnitud de D_H al variar la relación de dilatación, M .

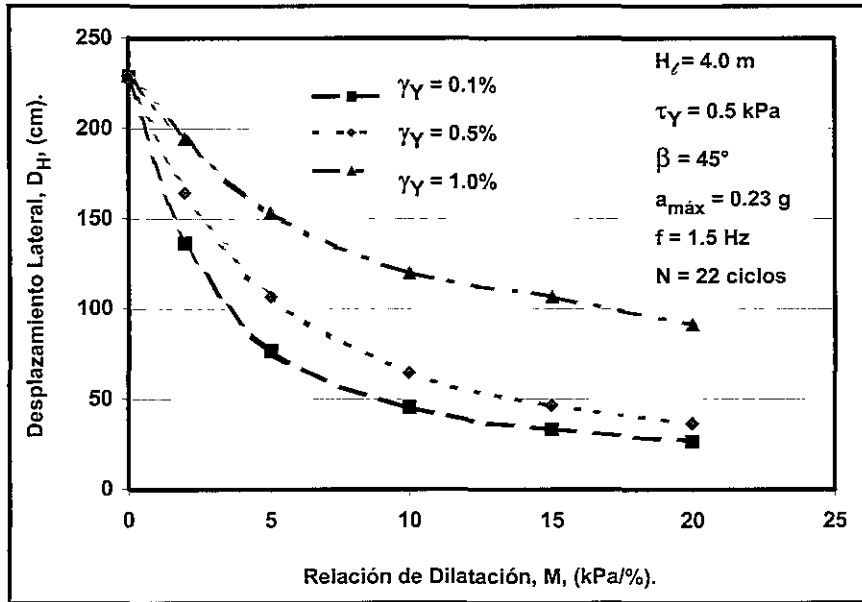


FIGURA 4.44 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la relación de dilatación para una resistencia cortante de fluencia de 0.5 kPa.

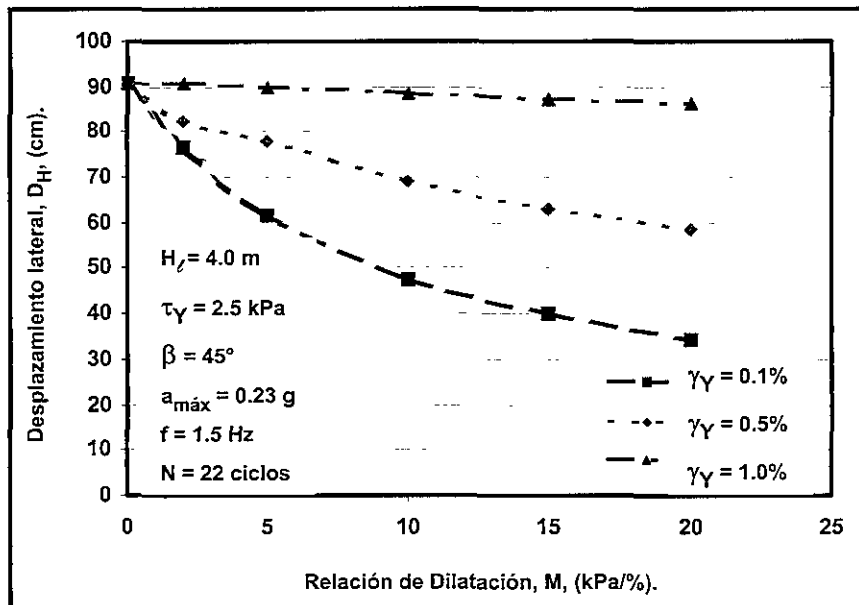


FIGURA 4.45 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la relación de dilatación para una resistencia cortante de fluencia de 2.5 kPa.

Finalmente en la figura 4.46 se muestran los resultados de la influencia de la variación de la relación de dilatación en D_H para un nivel de resistencia cortante de fluencia de 5 kPa, en estos últimos resultados se observa como la predicción de los desplazamientos laterales que proporcionan ambos modelos son similares o iguales para el caso de deformación cortante de fluencia de 0.5% y 1%, esto también se observa en la figura 4.42; mientras que los resultados correspondientes a $\gamma_Y = 0.1\%$ sí se aprecian pequeñas diferencias.

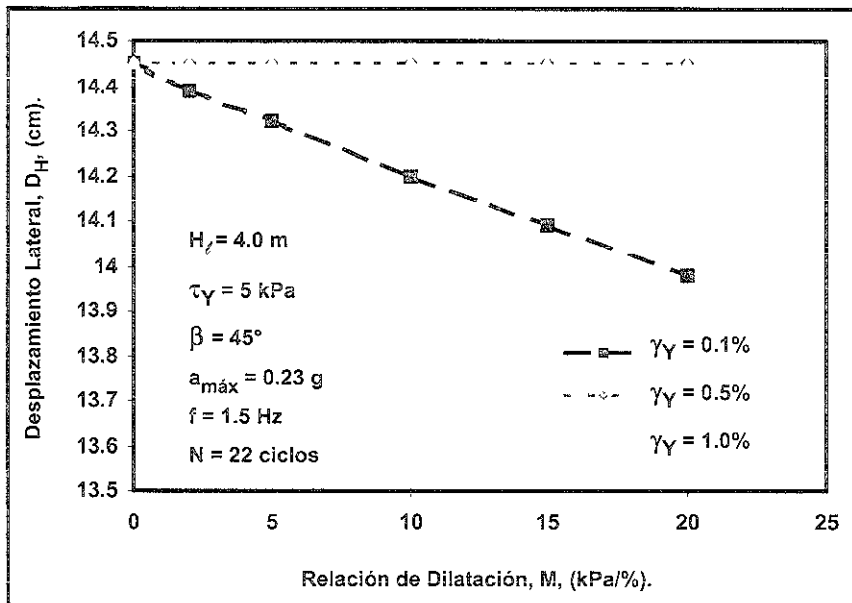


FIGURA 4.46 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación de la relación de dilatación para una resistencia cortante de fluencia de 5 kPa.

4.7.5 Efecto del peso volumétrico del espesor de material potencialmente licuable, γ_T , en D_H .

Otro factor importante o protagonista en el fenómeno de los desplazamientos laterales debidos a licuación, es el peso volumétrico del material potencialmente licuable. En la figura 4.47 se muestra la sensibilidad que presentan los desplazamientos laterales en taludes con superficie libre al variar el peso volumétrico del material con susceptibilidad a licuación, así como la influencia de la deformación cortante de fluencia, y la diferencia en la predicción de los desplazamientos laterales que proporciona el modelo de Newmark y el modelo modificado; en este gráfico se observa con claridad que la magnitud del desplazamiento lateral se incrementa al presentarse un material con mayor peso volumétrico, y el grado de influencia de un nivel de deformación de fluencia es menos importante con forme se aumenta la resistencia cortante de fluencia como se puede observar al comparar la figura 4.47 y 4.48. En esta última figura, el efecto de γ_γ es despreciable.

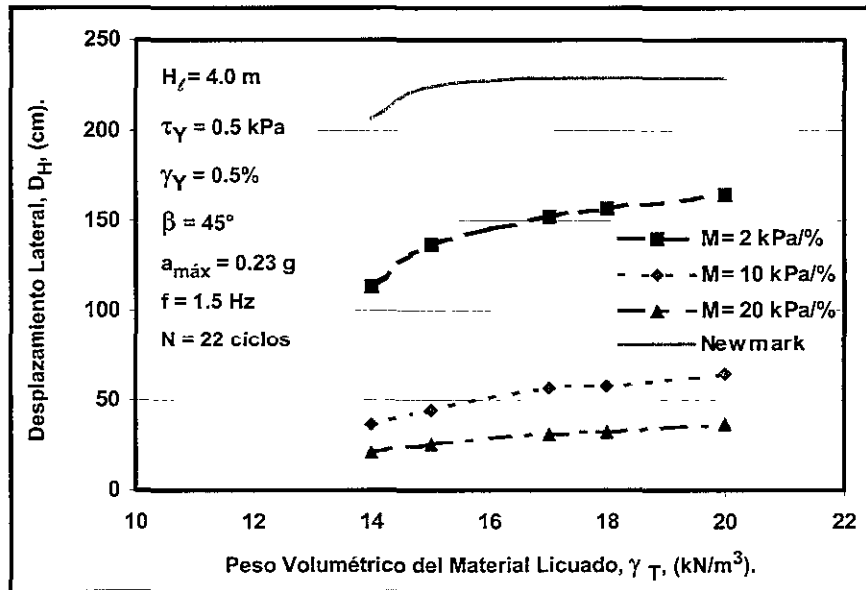


FIGURA 4.47 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación del peso volumétrico del material potencialmente licuable para una resistencia cortante de fluencia de 0.5 kPa.

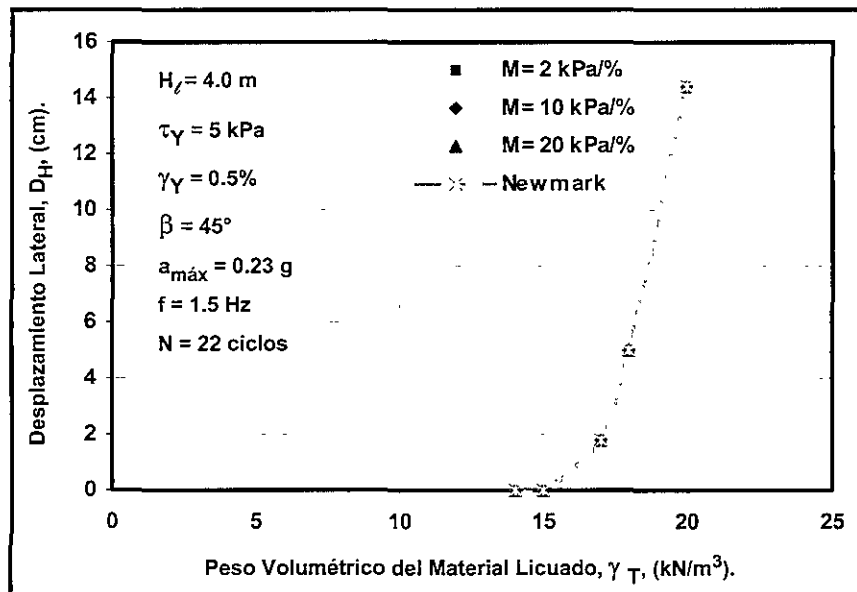


FIGURA 4.48 Sensibilidad de los desplazamientos laterales con respecto a la variación del peso volumétrico del material potencialmente licuable para una resistencia cortante de fluencia de 5 kPa.

Dentro del contexto del peso volumétrico que se considera en esta propuesta analítica para predecir desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación, es necesario comentar lo siguiente, hasta el momento se ha mencionado un solo peso volumétrico, como si solo existiera un estrato; sin embargo, para realizar una predicción a un caso real es necesario introducir el concepto de *peso volumétrico equivalente*, el cual será definido como el peso

volumétrico que genere un esfuerzo vertical efectivo igual al que se tiene con los diferentes estratos potencialmente licuables. Con esto estaremos considerando implícitamente la relación que existe entre los esfuerzos verticales efectivos y la resistencia cortante de fluencia en la base del bloque que se define y las fuerzas de inercia que se generen durante un evento sísmico.

Con lo que se ha definido durante el análisis de sensibilidad, podemos reconocer que los resultados presentados en las diferentes etapas muestran una clara relación sin reflejar discrepancia en la interpretación.

4.8 Conclusiones.

- Durante los ensayos en centrífuga se ha observado que los movimientos laterales se detienen tan pronto la excitación termina, es decir, las fuerzas de inercia son un factor importante en el comportamiento general de los desplazamientos laterales.
- La simulación de los desplazamientos laterales en centrífuga han proporcionado evidencias importantes sobre el mecanismo de los desplazamientos laterales; en los perfiles de desplazamientos laterales se observa que una masa de suelo potencialmente licuable experimenta desplazamientos como cuerpo rígido definido por una frontera o plano de deslizamiento; por tanto, el mecanismo de los desplazamientos laterales puede ser simulado por medio de un análisis de bloque deslizante rígido-tipo Newmark, en el cual se enfatiza la importancia de las fuerzas de inercia sobre la acumulación de los desplazamientos laterales.
- Se considera que la superficie de falla puede definirse como la frontera entre el suelo en condiciones de licuación y el suelo ausente del fenómeno de licuación. Aunado a esto, la técnica de tipo Newmark nos permite involucrar los factores más importantes que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales definidos en el capítulo II de la presente tesis como son, el espesor de licuación (para taludes sin superficie libre) o la altura de superficie libre (para taludes con una superficie libre), ángulo de inclinación del talud, resistencia cortante de fluencia, y características del sismo.
- El origen del modelo dilatante es fundamentado con evidencias de comportamiento en laboratorio, campo, y en modelación en centrífuga; aunado a esto existe una armonía entre los factores que gobiernan la resistencia cortante, como son el exceso de presión de poro, comportamiento esfuerzo-deformación cortante, y el comportamiento de los registros de aceleración del suelo en condiciones de licuación.
- Se define una correlación entre el nivel de desplazamientos laterales en superficie o los desplazamientos que experimenta el bloque deslizante analizado con respecto al nivel de deformación cortante que se desarrolla en la base del bloque, todo esto basado en evidencias de ensayos en centrífuga, para que con ello podamos utilizar un modelo tipo Newmark pero modificado para considerar el incremento en la resistencia debido al comportamiento dilatante.

- Se definen dos tipos de desplazamientos, uno que son los desplazamientos en taludes sin superficie libre y los desplazamientos en taludes con una superficie libre.
- Los desplazamientos en taludes sin superficie libre puede estudiarse analíticamente idealizando el espesor de material licuado como un bloque que descansa sobre un plano inclinado, ya que el espesor de licuación tiende a ser uniforme, formando una línea de frontera inferior con un gradiente similar al superficial (Hamada et al. 1986; Bartlett y Youd, 1995). La condición analizada en este caso, es aquella en la que el bloque se encuentra totalmente sumergido, ya que ésta es la condición más probable y razonable de un talud costero o colindante a cuerpos de agua antes y durante un evento sísmico. El talud es considerado con longitud infinita en dirección perpendicular al plano en estudio.
- Lo desplazamientos laterales en taludes con una superficie libre pueden abordarse analíticamente tomando en consideración varias hipótesis bastante razonable como son, se considera que la influencia del mecanismo que genera los desplazamientos laterales se define a una distancia de 20 H aproximadamente y el espesor de suelo licuado a esta distancia es pequeño, se establece que toda la altura de superficie libre puede ser o no susceptible a licuación, esto será definido para cada caso en particular, con lo anterior, se define una cuña, la cual nos permite definir el plano o frontera de deslizamiento del bloque, éste a la vez establece un condición de material licuado y no licuado; para finalmente poder definir el ángulo α que se utiliza en el análisis, implícitamente se considera que el nivel de agrietamiento permite el mecanismo antes señalado, es decir, el agrietamiento en una distancia aproximadamente a 20H puede interceptar la zona de transición, mientras que el agrietamiento en ubicaciones cercanas a superficie libre tiene poca profundidad. No se considera que la atenuación de los desplazamientos laterales con la distancia a la superficie libre, simplemente se toma en cuenta la disminución del espesor de licuación en el proceso de análisis. Se considera que el talud tiene longitud infinita en dirección perpendicular a plano analizado. El bloque se considera que presenta una condición totalmente sumergido. Se considera la influencia del ángulo de inclinación del cuerpo del talud en el equilibrio dinámico del bloque, afectando directamente la aceleración de fluencia.
- Con respecto a la dilatación, se estima que el incremento en la resistencia cortante de fluencia se presenta en el plano de deslizamiento.
- Se establecen expresiones sencillas para definir la aceleración de fluencia antes y durante el fenómeno de dilatación en función de las condiciones topográficas del sitio y de las propiedades físicas y mecánicas del suelo analizado.
- Se desarrolla un programa amigable para realizar los cálculos necesarios.

En lo que respecta a la calibración de los modelos se concluye lo siguiente:

- Al calibrar los modelos estudiados con los resultados obtenidos en centrífuga variando el ángulo de inclinación, α_{campo} , se observa que para valores de α_{campo} menores a 2° , ambos modelos (Newmark y modificado) presentan un

comportamiento semejante a los obtenidos en los ensayos en centrífuga; sin embargo, para valores de α_{campo} mayores a 2° se presentan discrepancias en los resultados que proporciona el modelo de Newmark con respecto a los resultados que ofrece el modelo modificado y los resultados en centrífuga. Esto lo podemos fundamentar con el siguiente razonamiento: si el esfuerzo de fluencia disminuye al aumentar el ángulo de inclinación (debido al incremento del esfuerzo cortante estático) con un mismo espesor de licuación, entonces para valores de $\alpha_{\text{campo}} > 4^\circ$ se tienen esfuerzos de fluencia pequeños, y en consecuencia, la aceleración de fluencia disminuye, por lo que se refleja de manera importante la participación del fenómeno de dilatación como un efecto de los grandes niveles de deformación cortante que se experimentan en cada ciclo de excitación, esto mismo se observa en el análisis de sensibilidad. Con lo anterior se fundamentan las grandes diferencias que existen en los resultados que proporciona el modelo de Newmark con respecto a los resultados en centrífuga y el modelo modificado.

- En lo que respecta a la calibración tomando como variable la frecuencia, podemos señalar lo siguiente; en este caso analizado se mantiene constante el valor de $\alpha_{\text{campo}} = 4.8^\circ$, así como el espesor de licuación, por lo que el esfuerzo de fluencia permanece constante. Para valores de frecuencia mayores de 2 Hz se presenta un comportamiento similar entre los modelos de Newmark y el modificado con respecto a los resultados en centrífuga; sin embargo, para frecuencias menores de 2 Hz el modelo de Newmark predice desplazamientos laterales mayores con respecto al modelo modificado y los resultados en centrífuga; estas diferencias ocurren a frecuencias menores a 2 Hz, ya que las deformaciones cortantes desarrolladas en un ciclo serán mayores, es decir, cuando se tiene un número de menor ciclos por segundo se experimenta mayor nivel de deformación cortante acumulada en cada ciclo; por lo que podemos tener la presencia del fenómeno de dilatación con mayor jerarquía al disminuir la frecuencia. En lo que respecta a la influencia de la magnitud de la aceleración, solo podemos señalar que al aumentar la amplitud de la aceleración, mayores serán las deformaciones cortantes y por lo tanto mayor la participación del fenómeno de dilatación.
- Con esto se reafirma que cualquier proceso analítico para predecir desplazamientos laterales debidos a licuación, no debe ser usado sin tomar en cuenta el fenómeno de dilatación. Aunado a esto, se valida razonablemente los resultados que proporciona el programa propuesto.
- De acuerdo a la comparación realizada con los registros de desplazamientos laterales y niveles de deformación cortante en la zona de transición en el tiempo obtenidos en diferentes ensayos en centrífuga y los resultantes con la propuesta analítica, se obtienen excelentes resultados.

De acuerdo al análisis de sensibilidad se concluye lo siguiente:

Con respecto al análisis de sensibilidad realizado en taludes infinitos se concluye lo siguiente:

- Se define un intervalo de resistencia cortante de fluencia relativamente reducido (0.5 kPa a 9 kPa), el cual coincide razonablemente con los casos historia bien documentados. Este parámetro define el comportamiento general de la predicción, por ello, es necesario definirlo con responsabilidad.
- El espesor de licuación es uno de los parámetros que inyecta mayor sensibilidad en la variación de los desplazamientos laterales, por lo que este debe definirse con la mayor precisión posible.
- Los parámetros de dilatación son los parámetros con mayor importancia en la presente propuesta analítica, estos pueden reflejar con mayor fuerza su jerarquía cuando la resistencia cortante de fluencia es baja (0.5 kPa o 1.5 kPa); y esta tiende a disminuir cuando se tiene una resistencia cortante de fluencia mayor a 5 kPa.
- La influencia de la variación del peso volumétrico del material licuado es importante, sin embargo, es un parámetro con muy poca incertidumbre en su definición.
- El concepto de peso volumétrico equivalente es una opción razonable en casos prácticos.

Con respecto al análisis de sensibilidad realizado en taludes finitos se concluye lo siguiente:

- Se define una tendencia en el rango del nivel de resistencia cortante de fluencia, el cual es muy similar al definido anteriormente para el caso de taludes sin superficie libre.
- El ángulo de inclinación del cuerpo del talud muestra una influencia reducida en la variación de su magnitud sobre D_H , sin embargo, es un parámetro con poca incertidumbre en su definición.
- La altura de superficie libre es un factor importante en la magnitud de los desplazamientos laterales, reflejándose nuevamente el nivel de resistencia cortante de fluencia en la diferencia que pueda existir en la predicción que se realiza con los modelos estudiados.
- Nuevamente en el rubro de la influencia del peso volumétrico del material potencialmente licuable, la sensibilidad que presente la magnitud de D_H al variar el peso volumétrico es función del nivel de resistencia cortante inicial (antes de la presencia del fenómeno de dilatación).

CAPÍTULO 5.

PREDICCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

5. Predicción de desplazamientos laterales.

Con el objetivo de visualizar el alcance y limitaciones de los modelos e hipótesis implementadas en capítulos precedentes, se analizan algunos casos reales donde se registraron desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación, cada caso analizado es identificado por tener características sismológicas, topográficas, así como propiedades del depósito de suelo diferentes; este último punto es importante ya que permite observar con mayor claridad la aplicabilidad del proceso analítico propuesto.

En este capítulo se aplican los modelos del bloque deslizante de Newmark y dilatante para evaluar los desplazamientos laterales presentados en la Terminal de Contenedores del Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, México, durante el sismo del 9 de Octubre de 1995, la magnitud de los desplazamientos medidos después del sismo fue aproximadamente de 2 metros. Por otro lado, se estudia el caso histórico de desplazamientos laterales presentado en Wildlife, localizado al oeste del río Alamo en Imperial County, California, EUA; este ha sido hasta ahora el único sitio instrumentado con el objetivo de investigar los factores que gobiernan el fenómeno de licuación y los fenómenos relacionados a éste, es decir, este caso es la única evidencia de campo con la que contamos; por ello, se tiene suficiente información para realizar un buen análisis. Otro caso analizado son los desplazamientos laterales registrados en el relleno del Snow River Bridge 605 A durante el sismo del 27 de marzo de 1964 en el estado de Alaska, cuya magnitud fue aproximadamente $D_H=2.4$ m. Los desplazamientos registrados en Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979, fueron del orden de 2.5 m, estos son un valor medio de los medidos en campo. Finalmente se estudia caso historia de desplazamientos laterales registrado en Showa Bridge, Niigata, Japón, después del sismo de 1964. Los análisis de predicción de desplazamientos laterales aquí discutidos se basan principalmente de datos obtenidos de ensayos de laboratorio y campo.

5.1 Desplazamientos Laterales en el Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, 1995.

El 9 de octubre de 1995 ocurrió un fuerte sismo originado cerca de las costas de los estados de Colima y Jalisco a las 9 horas 35 minutos (hora local), con el foco en 18.79° N, 104.47° W a 20 km de profundidad y magnitud $M_W= 8.0$. Los daños más importantes se localizaron a lo largo de la costa de Jalisco y Colima. Además, el temblor originó un tsunami desde Manzanillo hasta Chamela, que alcanzó una altura de ola de 5 m en las playas de La Manzanilla y Tenacatita (Borero, 1997).

Aquí se resumen algunos aspectos generales relacionados a la sismología de la zona del Pacífico, movimientos producidos por el sismo del 9 de octubre de 1995, y principalmente nos enfocaremos al tema de geotécnica, y en específico a los desplazamientos laterales producidos por el fenómeno de licuación presentados en la Terminal de Contenedores del Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo; así mismo se hace uso de los resultados de ensayos de laboratorio realizados por Sánchez Leal (1998).

5.1.1 Sismología de la zona del Pacífico.

Con el fin de estudiar las implicaciones sismo-tectónicas de este sismo, sus precursores y réplicas, investigadores de la UNAM, CENAPRED, CICESE, U. de Colima, U. de Guadalajara y la UAM efectuaron varios estudios de la zona. En esta tesis se resumen los resultados más relevantes de esos estudios.

La costa del Pacífico mexicano se caracteriza por su alta actividad sísmica, producto de la convergencia de las placas de Cocos y Norteamérica (6.0 cm/año en promedio; Bandy, 1992) y de Rivera y Norteamérica (4.5 cm/año en promedio; Bandy, 1992). En las zonas de contacto de estas placas se han originado sismos que han causado graves daños en la ciudad de México, en Ciudad Guzmán, Acapulco y Oaxaca. En el contacto de las placas de Rivera y Norteamérica, el 3 de junio de 1932 se originó el sismo de mayor magnitud registrado instrumentalmente en el país, el cual tuvo una magnitud $M_S = 8.2$ (Singh et al. 1985).

Los principales rasgos tectónicos del occidente de México (figura 5.1) son:

1. La placa de Rivera, localizada bajo el Océano Pacífico mexicano, que subduce bajo la placa de Norteamérica en los estados de Jalisco y Colima. Está delimitada por la dorsal del Pacífico Oriental, la zona de fractura Tamayo al norte, la trinchera Mesoamericana al este, la zona de fractura de Rivera al suroeste, y al sureste, en alguna parte, la placa de Cocos.
2. La placa de Norteamérica, donde se destacan los siguientes rasgos tectónicos, el Graben de Tepic-Zacoalco, el Graben de Colima y el Graben de Chapala, entre los dos primeros se localiza el Bloque de Jalisco, los volcanes Ceboruco y Colima, y el Graben de El Gordo que es la prolongación del Graben de Colima en el mar, entre la línea de costa y la trinchera Mesoamericana.

Al sur de la placa Rivera, se encuentra otra rama de la dorsal del Pacífico Oriental, donde se origina la placa de Cocos que subduce a la placa de Norteamérica desde el Estado de Colima hasta Costa Rica, en América Central. Hasta la fecha no se ha definido claramente donde se ubica la frontera de las dos placas, si es que existe, y donde posiblemente se localizan 2 puntos triples: Pacífico-Cocos-Rivera y Cocos-Norteamérica-Rivera. A esta dificultad hay que agregar la falta de un modelo cinemático que explique el movimiento absoluto y relativo de las 4 placas, y su relación con el Bloque de Jalisco y los grábenes de Colima, Tepic-Zacoalco y Chapala. Por todo lo anterior, la región de ocurrencia del sismo del 9 de Octubre de 1995 es considerada una zona tectónicamente compleja.

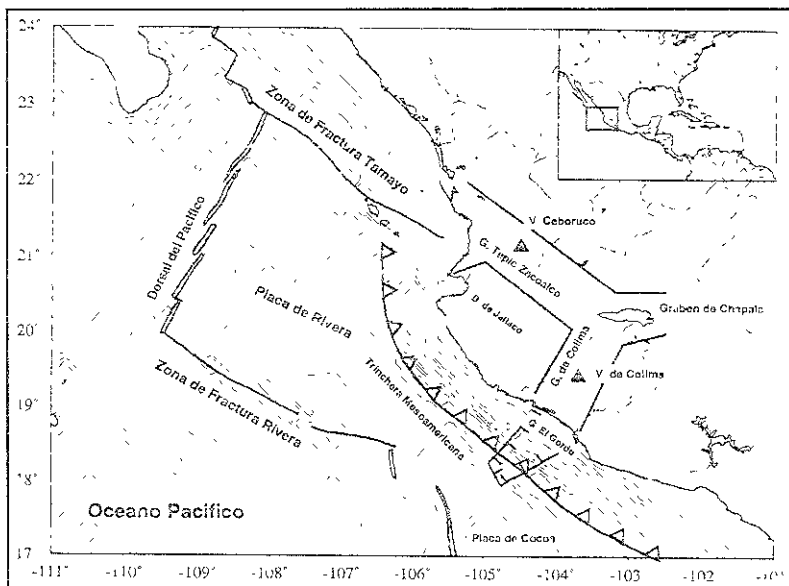


FIGURA 5.1 Marco tectónico en donde ocurrió el sismo del 9 de octubre de 1995 de magnitud $M_W = 8.0$. En el mapa se destacan los rasgos tectónicos más importantes del occidente de México (TGC, 1995).

Fuente sísmica del sismo de 1995.

El principal cálculo de la magnitud se efectuó únicamente con la duración (en segundos) de los registros de cada estación de la red del Servicio Sismológico Nacional (SSN), magnitud de coda, $M_C = 6.5$. El segundo cálculo de magnitud se efectuó con el sismograma de la estación de banda ancha de Ciudad Universitaria (CUIG), utilizando el parámetro de momento sísmico, la magnitud reportada por SSN para sismos mayores a $M=5.0$ es la magnitud de energía (M_E) (Singh y Pacheco, 1995), que para este sismo fue de $M_E = 7.9$. Finalmente, días después de haber analizado con detalle los datos de la red mundial, la Universidad de Harvard reportó una magnitud de $M_W = 8.0$, determinada simultáneamente con el tensor del momento del centroide (Centroid-Moment Tensor, CMT). Además, el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) reportó una magnitud de ondas superficiales (M_S) de 7.3 y una magnitud de onda de cuerpo (m_b) de 6.5.

La magnitud M_S se calcula a partir de la amplitud de las ondas superficiales, ondas de Rayleigh, a un período de 20 segundos. La magnitud m_b se basa en la amplitud de la primera fase de las ondas P, con un período de 1 segundo. La magnitud M_E se basa en el momento sísmico escalar de sismos moderados y grandes ocurridos en el territorio mexicano y registrados por la estación de banda ancha de Ciudad Universitaria (CUIG). M_W ésta basada en el momento sísmico (M_0), aunque se requieren análisis complicados, el momento sísmico de temblores grandes y pequeños puede obtenerse con bastante precisión de registros adecuados. M_0 mide el comportamiento del temblor a período largo, teóricamente a período infinito; por lo tanto no es sensible a los detalles del proceso de ruptura. El reciente avance en la instrumentación sísmica mundial y en las técnicas de análisis permite ya la estimación rutinaria de M_0 de todos los temblores de $M_W \geq 5.0$.

Se realizaron diferentes estudios de la fuente, uno de éstos fue utilizando datos telesísmicos. Escobedo et al. (1997) analizaron los datos telesísmicos del 9 de octubre de 1995, su precursor y la réplica mayor, utilizando la técnica de inversión de ondas de cuerpo (BWIDC) de Nabelek (1985), la cual invierte la forma de onda de las fases P y SH para obtener el mecanismo focal de la fuente, el momento sísmico, la función de tiempo de la fuente y la profundidad del centroide. Los datos utilizados para la inversión de los sismos del 6, 9 y 12 de octubre son registros de la red sísmica de IRIS.

Courboux et al. (1997) utilizó sismogramas de período largo y banda ancha, tanto para el sismo precursor, el principal y la réplica más grande, él aisló los detalles de la ruptura de la fuente, deconvolucionando las ondas superficiales de los tres temblores con dos funciones empíricas de Green, en este caso se utilizó la técnica de deconvolución espectral con nivel de agua (spectral water-level deconvolution) para obtener 80 funciones de tiempo aparente de la fuente (ASTF). La duración de las ASTF, como función del azimut, indica que la ruptura del sismo principal se propagó en la dirección N70°W. La duración de la función de la fuente (STF) fue de 62 segundos. Para determinar las principales características de la ruptura se aplicó inversión de Radon a las funciones ASTF. Los resultados de la inversión indican que la ruptura se inició a 20 km de la costa de Manzanillo, con propagación en la dirección N70°W, con una velocidad promedio de ruptura de 2.8 km/s y 150 km de longitud.

5.1.2 Características del sismo de 1995.

De todos los acelerogramas componente norte-sur de campo libre registrados en la República Mexicana durante el sismo del 9 de octubre de 1995, destaca la gran aceleración observada en la zona epicentral (395 m/s^2), precisamente en el puerto de Manzanillo en los terrenos de la Termoeléctrica, lo que hace de este registro uno de los más intensos en amplitud y duración en el mundo obtenido en una zona industrial moderna (Swan, 1996); este registro se obtuvo de un acelerógrafo localizado sobre una arena que amplificó el movimiento. Un rasgo notable del registro en la termoeléctrica es su gran duración, ya que en las direcciones horizontales hay más de 20 ciclos que exceden 200 cm/s^2 y cerca de 10 ciclos que sobrepasan 300 cm/s^2 . No se cuenta con acelerogramas en roca. Sin embargo, Ordaz (1996) realizó un amplio estudio para definir los espectros de diseño en el Puerto de Manzanillo; como parte de este estudio se simulan acelerogramas en terreno firme, los cuales fueron amplificados para utilizarlo en el análisis de predicción de desplazamientos laterales del Puerto interior de San Pedrito.

5.1.3 Estudios Geotécnicos.

Grandes extensiones de terreno ganadas al mar con rellenos granulares sueltos se vieron afectadas por el fenómeno de licuación de arenas durante el sismo del 9 de octubre de 1995. Gran parte de las instalaciones del puerto interior de San Pedrito (patios de bodegas y maniobras) están construidas sobre este tipo de rellenos arenosos constituidos por material dragado del fondo de la laguna de Tapeixtles colocado sin compactar, los cuales sufrieron daños que en muchos casos pudieron atribuirse directamente al fenómeno de licuación de arenas y algunos otros fenómenos asociados a éste, como lo son los

desplazamientos laterales en taludes no confinados de pendiente reducida y al hundimiento del piso con la subsecuente ruptura de pavimentos, canales de drenaje, ductos y líneas de conducción.

Los estudios geotécnicos realizados en el puerto interior de San Pedrito fueron los siguientes, se realizaron sondeos de penetración con cono estático, eléctrico, se incluyeron también ensayos de campo empleando un dispositivo denominado cono sísmico con el que se midieron las velocidades de propagación de ondas de corte en los rellenos arenosos del patio de maniobras de la Terminal Especializada de Contenedores (TEC). Con los resultados de las investigaciones de campo se evaluaron los materiales en términos de su potencial licuable. Además se llevaron a cabo un programa experimental de laboratorio con el objetivo de estudiar las características del comportamiento esfuerzo-presión de poro-deformación de las arenas del subsuelo del TEC.

Perfil estratigráfico del puerto interior de San Pedrito.

Las condiciones generales del subsuelo se determinaron a partir de los resultados de un programa de ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de cono (CPT). En estos estudios se identificaron cinco estratos principales, presentándose una considerable variación en las propiedades y profundidades del subsuelo del patio de maniobras, enseguida se describe cada estrato en orden de muestreo y se presentan gráficamente en la figura 5.2:

- *Rellenos controlados.* Estos materiales subyacen a la estructura de los pavimentos del patio hasta unos 3.0 m de profundidad, están constituidos por arenas medias poco limosas (SP o SP-SM) en los cuales existen partículas finas que exceden el 7%, tomadas de un banco cercano, su compacidad es errática y varía de media en las partes superficiales (debido al tráfico pesado y al movimiento de los contenedores dentro de los patios), a suelta en su contacto con el estrato localizado debajo de ellos.
- *Rellenos hidráulicos.* Están constituidos por arenas finas o muy finas con limos en proporciones que rara vez exceden el 12%, se presentan fragmentos de conchas retenidas en la malla # 4 que constituyen menos del 5% en peso total. Este relleno es producto del dragado y contiene a los materiales más sueltos del subsuelo, entre 10 y 13 m de profundidad (el espesor es variable, siendo mayor en el patio de contenedores donde además se encuentran más compactados), estos últimos seguramente se licuaron durante el temblor del 9 de octubre de 1995.
- *Depósitos de laguna.* Están formados por arcillas negras orgánicas mezcladas con arenas finas y lentes de turba (CL-OH), estos materiales presentan generalmente baja resistencia y alta compresibilidad. Sus espesores varían de 1 a 6 m, siendo menores bajo el patio de vacíos. Estos materiales constituían el fango de la laguna de San Pedrito, antes de que se efectuaran los rellenos, que posteriormente se removieron en la zona del dique antes de su construcción.
- *Arcillas preconsolidadas.* El origen del estado de preconsolidación de estos materiales fue que ellos estuvieron sujetos a desecación solar durante la disminución

del nivel del mar. Estos materiales están constituidos principalmente de arcillas plásticas ligeramente arenosas, de color café claro, en ocasiones rojiza. Estos suelos presentaron una resistencia de penetración (CPT) de 0.7 Mpa, por lo que podemos decir que éstos son altamente compresibles y de resistencia al esfuerzo cortante baja; su espesor medio en la zona es de 2 m.

- *Suelos fluviolacustres.* Sólo se exploraron los materiales más superficiales de estos suelos, aparecen como secuencias de arenas compactas, arcillas poco compresibles, gravillas y conchas, formando lentes de alta resistencia, ya que presentan una resistencia de CPT de más de 10 MPa y de una resistencia SPT mayor de 50 golpes.

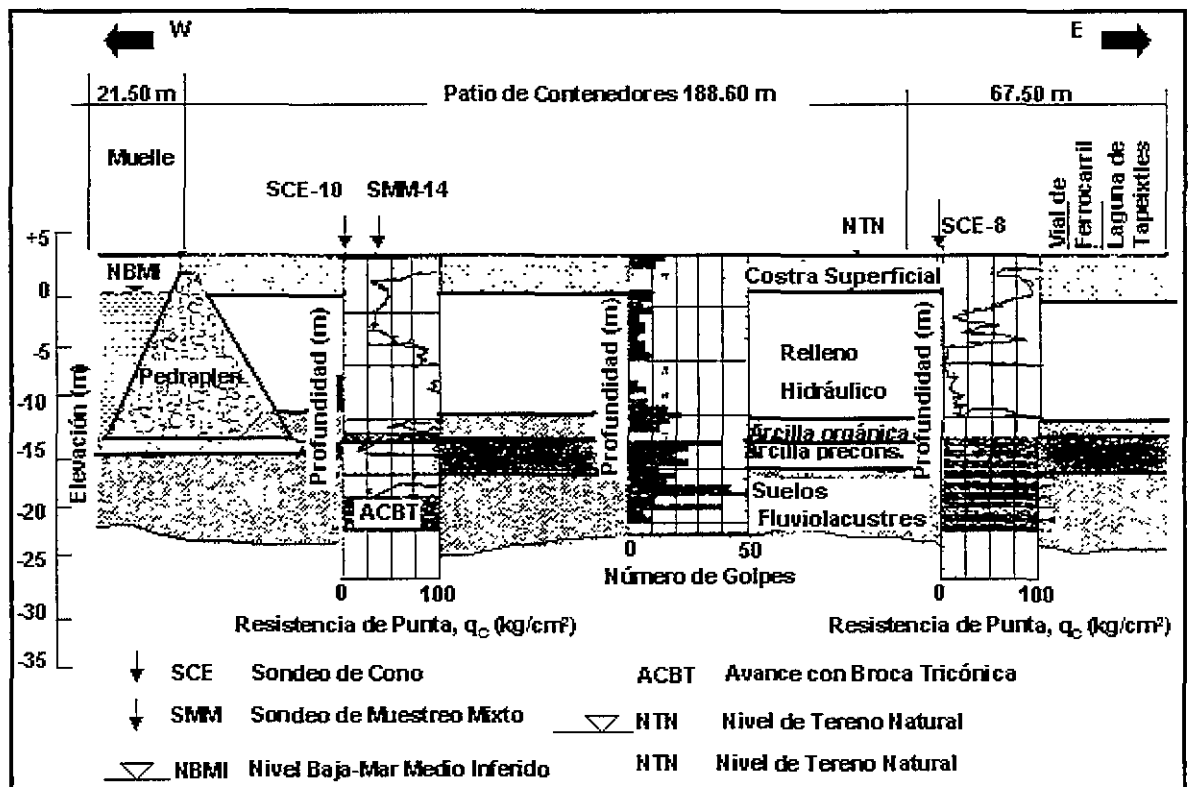


FIGURA 5.2 Perfil Estratigráfico de la Terminal Especializada de Contenedores (TGC, 1995).

Potencial de licuación.

Un análisis de potencial de licuación nos proporciona información suficiente para poder definir el riesgo que presenta un depósito de suelo a experimentar licuación durante un evento sísmico. Existen diferentes metodologías para definir el potencial de licuación, algunos basados en el criterio de la aceleración máxima del terreno, otros basados en el criterio del esfuerzo cortante inducido en el suelo durante el temblor. Los estudios realizados después del sismo de 1995 con respecto a este rubro, tuvieron como objetivo principal conocer las condiciones de los rellenos del Puerto interior de San Pedrito, para definir un criterio de mejoramiento del suelo y evitar por completo la susceptibilidad a licuación del depósito.

En nuestro caso el objetivo de retomar este tema, es el de señalar cual era el espesor del depósito de suelo susceptible a sufrir licuación después del sismo del 9 de octubre, que lógicamente antes de dicho evento su susceptibilidad era mayor. En la figura 5.3 se muestra los perfiles de esfuerzo cortante crítico normalizado (τ_{av}/σ'_{v0}) con la profundidad para la condición crítica (FS=1), sismos con aceleraciones máximas de 0.15, 0.3 y 0.38g; en esta se observa claramente que el espesor de relleno hidráulico mostrado en la figura 5.2 para la aceleración máxima de 0.38g presentada durante el sismo era totalmente susceptible a experimentar licuación; por ello, se considera que el espesor considerado en el análisis de predicción de desplazamientos laterales es de aproximadamente de 12 m (altura de superficie libre), es decir, hasta la frontera del estrato de arcilla orgánica.

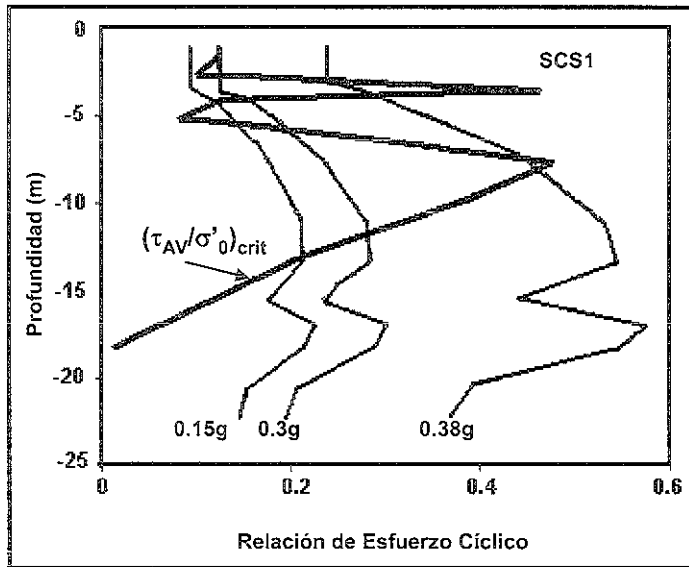


FIGURA 5.3 Evaluación de la respuesta de los rellenos de la TEC en el sitio del sondeo SCS-1 (TGC, 1995).

Ensayes de laboratorio.

Se realizaron ensayos triaxiales en muestras reconstituidas de las arenas de la Terminal Especializada de Contenedores (TEC) del Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, Colima (Sánchez, 1998). Los resultados obtenidos permitieron conocer los factores que más influyen en el fenómeno de licuación de estas arenas, así como la importancia relativa de cada uno de ellos. En este estudio, se analizó la influencia de la compacidad inicial de las probetas ensayadas, de la magnitud de los esfuerzos aplicados al consolidarlas y de la dirección con la que se aplicaron las cargas al llevarlas a la falla, así como de la cantidad de finos que contenían las probetas ensayadas.

El material utilizado, muestreado de la Terminal Especializada de Contenedores (TEC) del puerto interior de San Pedrito, Manzanillo Colima, es una arena limo-arcillosa de origen marino, con conchas y micas en cantidades menores al 10% en peso. Debido al ambiente volcánico de la zona, en el material se encuentran granos de arena de origen basáltico y porcentajes variables de fragmentos de conchas de mayor tamaño que la abertura de la

mallas No 40; estas componentes contribuyen a la formación de estructuras sueltas en la masa de arena, lo que explica la gran capacidad de estos materiales para acumular presión de poro durante la aplicación no drenada de esfuerzos cortantes y, consecuentemente, su alta susceptibilidad para licuarse al ocurrir un temblor. El depósito del cual se muestrearon los suelos utilizados en los ensayos triaxiales, es un relleno artificial constituido por material de dragado del fondo de la Laguna de Taipextles.

La granulometría se definió por el método de vía húmeda; en esta etapa del estudio se obtuvo una franja de curvas granulométricas donde más del 90% del material se encontraba dentro de ésta, para posteriormente llegar a una granulometría media del material, la cual contenía un 8% de material que pasa la malla No 200 con la que finalmente se trabajó en los ensayos triaxiales.

Ensayes triaxiales con carga monotónica. Se realizaron un total de 14 ensayos en probetas consolidadas con historia de esfuerzos efectivos isotrópicas y anisotrópicas, y llevadas a la falla con carga monotónica en compresión y en extensión. Las probetas fueron consolidadas hasta alcanzar esfuerzos efectivos normales en un rango de 150 kPa a 300 kPa, obteniendo volúmenes intergranulares finales en un rango de 1.621, para probetas densas, y de 1.937, para probetas más sueltas.

La relación de vacíos intergranular, e_g , o el volumen específico intergranular, $V_g = 1 + e_g$, son parámetros de referencia que se utiliza para interpretar los resultados en ensayos triaxiales (Mitchell, 1976), donde e_g se define con la siguiente expresión:

$$e_g = e + \frac{\frac{c}{G_{sc}}}{\frac{1-c}{G_{sg}} + \frac{c}{G_{sc}}} \quad (5.01)$$

Donde:

c = Porcentaje de finos que pasa la malla No 200 en peso.

G_{sg} = Gravedad específica de gruesos.

G_{sc} = Gravedad específica de finos.

e = Relación de vacíos.

Ensayes triaxiales con carga cíclica. Se realizaron 23 ensayos en probetas consolidadas con historia de esfuerzos efectivos isotrópicas y anisotrópicas, y llevadas a la falla con esfuerzos cíclicos no reversibles de compresión. Todas las probetas se elaboraron con mezclas que contenían 8% de finos limo-arcillosos. Del total de las pruebas isotrópicas, tres fueron realizadas con una frecuencia cíclica de 0.01 Hz; y el resto, así como la totalidad de las que se consolidaron anisotrópicamente, se realizaron a una frecuencia de 0.1 Hz. Todas las probetas se consolidaron hasta alcanzar un $p'_{fc} = 180$ kPa, aproximadamente, obteniendo volúmenes específicos intergranulares, V_{gf} , en un rango de 1.588 y 1.840, para probetas más densas y más sueltas, respectivamente.

Resistencia residual normalizada.

Como un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales se presenta la figura 5.4 que muestra la resistencia residual normalizada, q_{ss} , con respecto al esfuerzo efectivo medio de consolidación, además se considera el parámetro β para tomar en cuenta la relación de esfuerzos de consolidación, considerando implícitamente el nivel de esfuerzo vertical efectivo (Ovando et al, 1999); $\beta = \sigma'_3 / \sigma'_1$ para ensayos en compresión y $\beta = \sigma'_1 / \sigma'_3$ para ensayos en extensión; para contemplar la densidad del material se involucra el concepto de volumen intergranular.

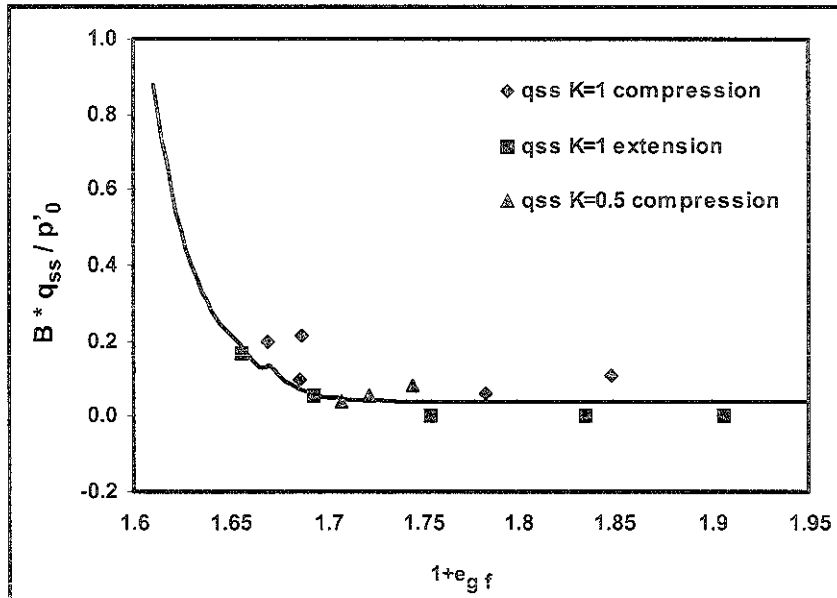


FIGURA 5.4 Resistencia residual normalizada (Ovando et al., 1999)

5.1.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales para el caso de Manzanillo.

La información sísmológica y geotécnica, así como resultados de laboratorio de los suelos del Puerto de Manzanillo, y en especial del Puerto interior de San Pedrito nos proporciona datos suficientes para realizar un análisis de predicción de desplazamientos laterales haciendo uso del programa Laspred ID analizado en el capítulo IV de la presente tesis. De acuerdo a los resultados de los ensayos triaxiales realizados (Sánchez, 1998) no se reporta ningún comportamiento dilatante en el material de la Terminal Especializada de Contenedores del Puerto interior de San Pedrito; sin embargo, estamos concientes que este tipo de ensayos de laboratorio no nos permite observar el comportamiento del modelo dilatante aquí tratado pero son muy útiles para definir la resistencia residual o resistencia cortante de fluencia a partir del concepto del estado estable de deformación, por ello se realiza el análisis de desplazamientos laterales utilizando tanto el modelo de resistencia cortante constante como el modelo dilatante.

El proceso analítico es el siguiente:

1. Se define el tipo de talud sobre el cual se desea predecir los desplazamientos laterales; para esto, se tienen dos alternativas, uno puede ser un talud sin superficie libre o un talud con superficie libre en un extremo. Para el caso del puerto interior de Manzanillo se analiza un talud con superficie libre (figura 5.5).

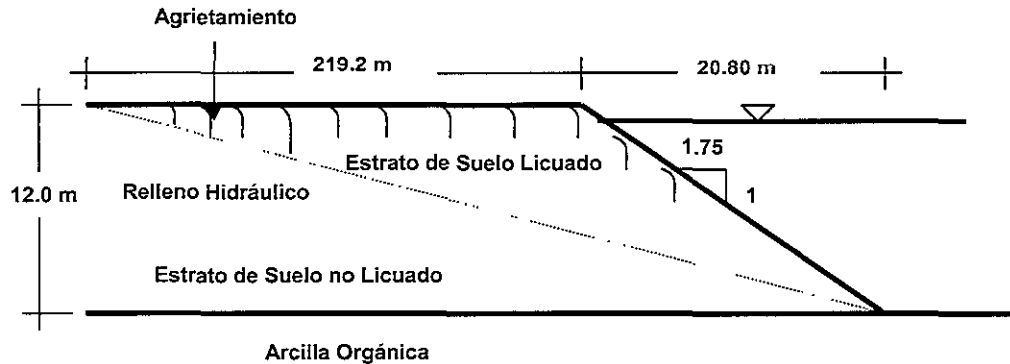


FIGURA 5.5 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales del relleno del puerto interior de San Pedrito, Manzanillo.

2. El segundo paso es definir el modelo de comportamiento esfuerzo deformación cortante; en el caso de Manzanillo, se analizan ambos modelos, es decir, tanto el modelo de comportamiento con resistencia residual constante y el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizante de Newmark

Los datos que requiere el programa Laspred 1D son los siguientes:

- Peso volumétrico equivalente del depósito de suelo del Puerto interior de San Pedrito, considerando sólo el espesor del bloque, el cual se define en el inciso 1.

$$\gamma_T = 15 \text{ kN/m}^3$$

- En el caso de taludes con superficie libre, la altura de esta última es la que se define como la altura de licuación, siempre que así se establezca como resultado de un análisis de susceptibilidad a licuación, de lo contrario sólo la altura de superficie libre potencialmente licuable debe ser considerada en el análisis. Para el caso de Manzanillo, la altura de superficie libre es potencialmente licuable, por ello se considera $H_L = 12 \text{ m}$.
- Para definir la resistencia cortante de fluencia, es necesario precisar un altura media, H_{Media} , con el objetivo de considerar que la resistencia se desarrolla a este nivel en función del esfuerzo vertical efectivo, para ello, se establece que esta altura media es 6 m. La resistencia cortante de fluencia se obtiene haciendo uso de la figura 5.4, $V_g = 1.78$, con $D_r = 40\%$ se tiene $Bx_{q_{ss}}/P'_0 = 0.055$, $B = \sigma'_3/\sigma'_1 = 0.56$, y esfuerzo efectivo

medio, $P'_0 = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, donde $\sigma'_1 = \gamma' H_{\text{Media}} = 5 \text{ kN/m}^3(6 \text{ m}) = 30 \text{ kPa}$ lo que implica que $P'_0 = [30 + (2)(0.56)(30)]/3 = 22 \text{ kPa}$, con todo esto se define $\tau_v = q_{ss} = 2.2 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 30 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86) = 1.5 \text{ kPa}$ aplicado en la base del bloque a la misma profundidad.

- Finalmente el acelerograma que se utiliza en el análisis, corresponde al sismo artificial en terreno firme proporcionado por Ordaz (1996), el cual fue amplificado de manera proporcional hasta la base del bloque definido anteriormente, con respecto a la aceleración máxima de 0.38g registrada en superficie durante el sismo del 9 de octubre de 1995, este acelerograma consta de 2854 puntos con un delta de tiempo de 0.02 segundos como se muestra en la figura 5.6.

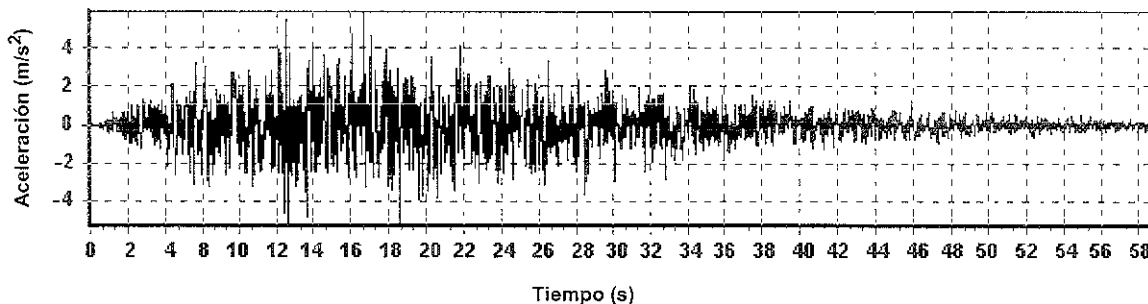


FIGURA 5.6 Acelerograma artificial utilizado en la predicción de desplazamientos laterales (Ordaz, 1996).

En la figura 5.7 se muestra la ventana de resultados que proporciona el programa Laspred 1D, el gráfico superior presenta el registro de aceleración-tiempo usado en el análisis, así como variación de la aceleración de fluencia en el tiempo; en el segundo gráfico se presenta el registro de velocidad relativa-tiempo y el tercer gráfico exhibe la trayectoria de los desplazamientos relativos en el tiempo. En la parte inferior izquierda de la ventana se presenta la magnitud del desplazamiento lateral absoluto, este corresponde al desplazamiento lateral máximo en la superficie como se definió en el capítulo IV; en este caso se predice un desplazamiento de 4.15 m, el cual es superior a los más de 2 m medidos en campo después del sismo del 9 de octubre de 1995 en la Terminal de Contenedores del Puerto interior de San Pedrito.

El análisis realizado con el modelo de Newmark ha proporcionado resultados superiores a lo ocurrido en la realidad; sin embargo, se realiza la predicción considerando los parámetros de dilatación, es decir, como si se hubiera presentado el fenómeno de dilatación durante el evento sísmico, esto con el objetivo de visualizar la magnitud de los parámetros de dilatación que proporcionan desplazamientos laterales similares a los observados en campo. Después de varias iteraciones, se establece que si los parámetros de dilatación tomaran los siguientes valores, deformación cortante de fluencia de 0.5% y la relación de dilatación o módulo de dilatación de 10 kPa/%, los desplazamientos laterales son del orden de 2.15 m, muy cercanos a los 2 m medidos en campo. Los resultados que se obtienen considerando el modelo modificado se muestran en la figura 5.8.

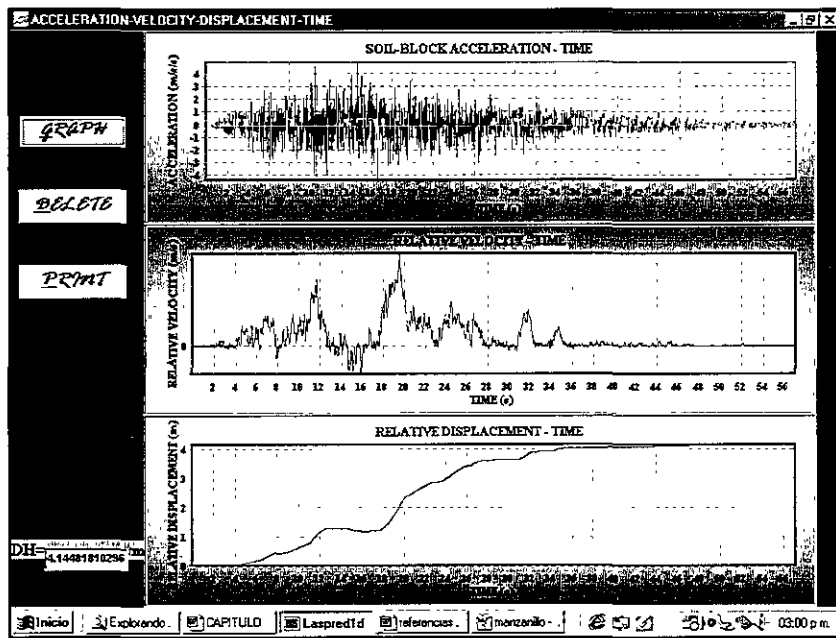


FIGURA 5.7 Resultados proporcionados por el programa Laspred 1D para el caso de Manzanillo, haciendo uso del modelo de Newmark.

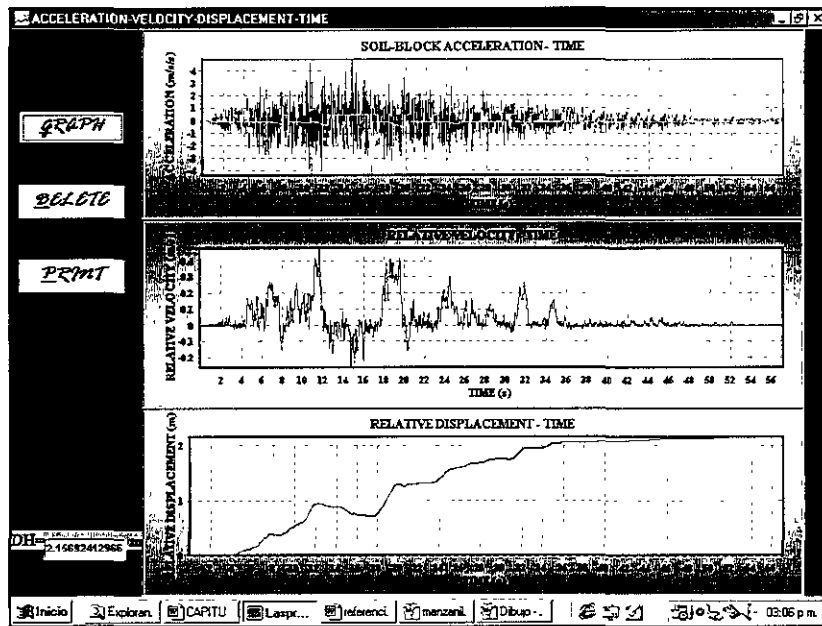


FIGURA 5.8 Resultados proporcionados por el programa Laspred 1D para el caso de Manzanillo, haciendo uso del modelo modificado.

La magnitud de los parámetros de dilatación para el caso de Manzanillo son bastante razonables con respecto al intervalo definido en el análisis de sensibilidad desarrollado en el capítulo anterior y a los observados en modelación en centrífuga; así como el alcance de los modelos, es decir, la predicción de desplazamientos excesivos que realiza el modelo con resistencia residual constante. Sin embargo, surge la necesidad de analizar un caso real de desplazamientos laterales en el que se haya registrado contundentemente la presencia del fenómeno de dilatación, por ello, nos hemos esforzado en recopilar toda la información necesaria de una de las evidencias más importantes del comportamiento dilatante de la historia de los materiales arenosos durante el fenómeno de licuación, este es el caso de Wildlife, Imperial County, California, durante el sismo de Superstition Hills del 24 de Noviembre de 1987, que se analiza a detalle en párrafos posteriores.

5.1.5 Predicciones Empíricas para el caso de Manzanillo.

- De acuerdo a las recomendaciones empíricas proporcionadas por Bartlett y Youd (1995), para taludes con superficie libre, se presentarían los siguientes desplazamientos:

$$\text{Log } DH = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

Datos:

M: Magnitud del sismo $M_w = 8.0$ (Ovando et al, 1999).

R: Distancia horizontal más cerca de la fuente de energía sísmica o a la falla de ruptura = 20 km.

W: Relación de superficie libre = 5 %.

T₁₅: Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 12$ m.

F₁₅: Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 12$ %.

(D₅₀)₁₅: Promedio de D_{50} en $T_{15} = 0.35$ mm. (Sánchez, 1998).

$$D_H = 8.06 \text{ m} \gg \gg 2 \text{ m}$$

Con estos resultados, podemos observar una clara incongruencia en la magnitud de los desplazamientos laterales que predicen el presente método empírico con respecto a los medidos en campo para casos ajenos a los casos analizados en la propuesta empírica y los que predice el programa propuesto en esta tesis.

5.2 Desplazamientos laterales en Wildlife Site, Imperial County, California, EUA.

Wildlife se encuentra ubicada en el lado oeste del río Alamo en Imperial County al sureste de California en Estados Unidos. Wildlife se había caracterizado como uno de los lugares más importantes de Estados Unidos con evidencias subsecuentes de licuación desde 1930, 1950, 1957, 1979 y 1981 (Youd y Wieczoreck, 1984), su trayectoria de susceptibilidad a licuación fue convincente para que en 1982 el departamento de estudios geológicos de Estados Unidos (U.S Geological Survey-USGS) hiciera un gran esfuerzo para instrumentar el sitio de Wildlife (Youd y Wieczoreck, 1984; Bennett et al, 1984). El objetivo principal era estudiar la relación entre el registro de aceleración del suelo, incremento de presión de poro, y pérdida de rigidez y resistencia del suelo durante un evento sísmico futuro (Bennett et al. 1984). La instrumentación consistió de dos acelerómetros, uno en la superficie y otro a 7.5 m de profundidad, cada uno de estos sistemas contaba con tres componentes, además se colocaron seis piezómetros (P_1 a P_6), ver figura 5.9; un inclinómetro que se extendió a una profundidad de 8.8 m con el objetivo de detectar los posibles desplazamientos laterales (Holzer et al. 1989).

5.2.1 Investigación de campo y laboratorio.

Diversas instituciones de Estados Unidos llevaron a cabo un amplio estudio de campo y laboratorio con el objetivo de documentar las características del sitio y proporcionar los datos necesarios para el análisis de posibles eventos futuros. Estos estudios incluyeron exploración geotécnica, pruebas de cono y penetración estándar, así como muestreo inalterado por USGS (Bennett et al. 1984); además, la universidad de Texas llevó a cabo mediciones sísmicas de campo para conocer la velocidad de onda cortante (Stokoe y Nazarian, 1985; Haag et al, 1985); se realizó un amplio programa de ensayos estáticos y dinámicos de laboratorio sobre especímenes del sitio, estos fueron desarrollados por la Universidad de Texas (Haag y Stokoe, 1985) y RPI (Vucetic y Dobry, 1988).

El perfil estratigráfico de Wildlife fue definido por Bennett et al. (1984) (figura 5.9), este está compuesto por los siguientes estratos, de 0 a 2.5 m de limo arenoso muy suelto con resistencia de cono estático de $q_c = 6 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia de penetración estándar (SPT) entre 1 a 3 golpes/30 cm; de 2.5 a 6.8 m se define un estrato de arena limosa, en este espesor se identificaron 2 subestratos, uno de 2.5 a 3.5 m de arena limosa muy suelta a suelta con una resistencia SPT de 5 golpes /30 cm, y el segundo subestrato de 3.5 a 6.8 m, se define una arena limosa a una arena muy fina con una densidad que varía de suelta a media con una resistencia a la penetración estándar de 6 a 13 golpes /30 cm; y después de los 6.8 m se define un estrato de arcilla limosa con densidad de media a alta, este último estrato se definió como la base impermeable con nula posibilidad a presentar licuación. El nivel del agua se encontró a 1.5 m de profundidad.

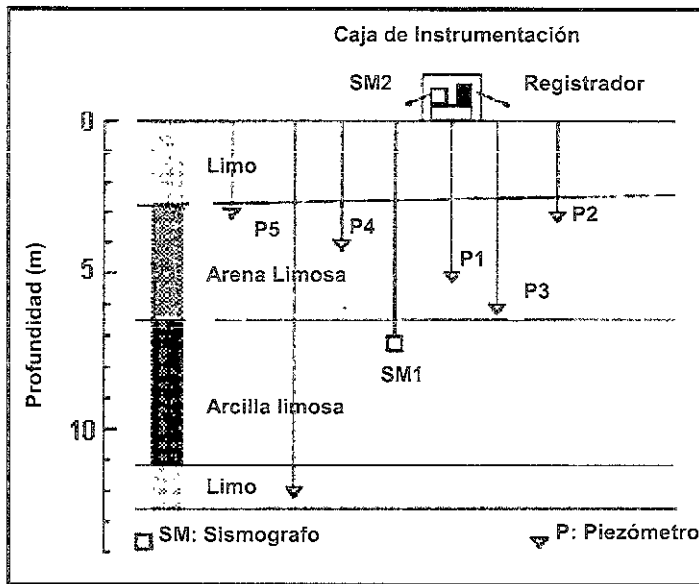


FIGURA 5.9 Perfil estratigráfico y ubicación de la instrumentación utilizada en Wildlife, Imperial County, California (Bennett et al. 1984).

5.2.2 Sismo de Superstition Hills, California, del 24 de Noviembre de 1987.

En Noviembre 23-24 de 1987, el sitio de Wildlife fue sacudido por dos sismos (Holzer et al. 1989), cada uno seguido de una replica. Durante el evento del 23 de Noviembre de 1987 (Elmore Ranch) con $M_L=6.2$ (magnitud local) no se observó un incremento considerable en la presión de poro en los estratos arenosos; sin embargo, el sismo del 24 de Noviembre con $M_W=6.5$ con epicentro ubicado en las coordenadas 33.01° N y 115.84° W afectaron un área que se extendió a San Diego y Los Angeles, California, Tempe, Arizona, y Las Vegas, Nevada; este sismo permitió que se experimentara un incremento excesivo en la presión de poro. Investigaciones de campo realizadas después del sismo mostraron evidencias de licuación. La instrumentación colocada en 1982 permitieron registrar relaciones de presión de poro del 100% (Youd y Bartlett, 1988; Holzer et al. 1989), además los datos registrados en campo facilitaron el entendimiento de los mecanismos de incremento de presión de poro, flujo de agua, agrietamiento y desplazamientos permanentes debidos al fenómeno de licuación.

Desplazamientos laterales en Wildlife

En la figura 5.10 se muestra la magnitud y la dirección de los desplazamientos laterales correspondientes a la superficie, registrados después del sismo de Superstition Hills en 1987 para el sitio de Wildlife, en esta figura se observa que los movimientos se desarrollan generalmente hacia el río Alamo y especialmente en dirección N15E, hacia el área de agrietamiento cerca de la superficie libre del río, esta misma zona fue identificada en el sismo de 1981. Holzer et al. (1989) reportó que el ancho de las grietas era aproximadamente de 126 mm, el inclinómetro registro un desplazamiento lateral de 180 mm en dirección N 15° E y el nivel de deformación cortante horizontal fue de 4% en la parte superior del estrato de arena limosa (2.5 m de profundidad).

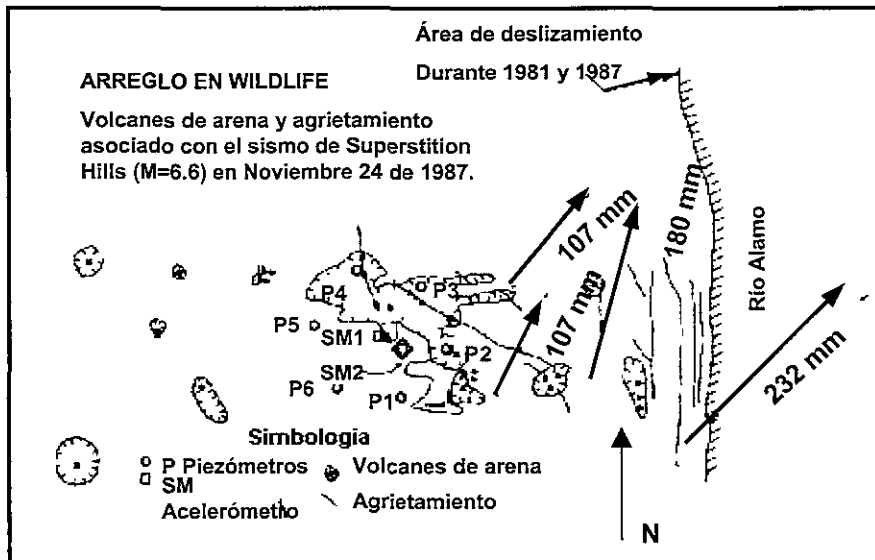


FIGURA 5.10 Descripción de los desplazamientos laterales presentados en Wildlife después del sismo del 24 de Noviembre de 1987 (Holzer et al. 1989).

Evidencias del fenómeno de dilatación de acuerdo al comportamiento de los registros de aceleración y presión de poro

La fuerte excitación producida por el sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 permitió que la rigidez del suelo disminuyera gradualmente con el incremento de la presión de poro, en este caso el comportamiento del suelo se caracterizó por ciclos de grandes deformaciones cortantes y pequeños esfuerzos cortantes, cuyas características antes mencionadas indican la presencia del fenómeno de licuación. Este tema ha sido tratado en el capítulo III de la presente tesis y en especial el caso de Wildlife, sin embargo, se retoma brevemente es este apartado para señalar cuales fueron las evidencias más importantes que se observaron; al analizar los registros de aceleración y presión de poro obtenidos de campo, se perciben un gran número de picos solo en dirección negativa en el registro de aceleración-tiempo (Zhegal y Elgamal, 1994) asociados con las disminuciones simultáneas de presión de poro. Estas observaciones fueron asociadas con un posible comportamiento de tipo dilatante en el depósito de suelo de Wildlife, y que fue verificado en el registro de esfuerzo-deformación cortante (Zhegal y Elgamal, 1994).

5.2.3 Predicción analítica de desplazamientos laterales para el caso de Wildlife.

El comportamiento esfuerzo-deformación cortante experimentado en el sitio de Wildlife nos valida para poder utilizar el modelo dilatante en el análisis de predicción de desplazamientos laterales. La información recopilada y resumida en párrafos anteriores y posteriores al presente nos proporcionan los datos necesarios para poder realizar un análisis bien fundamentado.

El proceso analítico es el siguiente:

1. Se define el tipo de talud sobre el cual se desea predecir los desplazamientos laterales, para esto, se tienen dos alternativas, uno puede ser un talud sin superficie libre o un talud con superficie libre en un extremo. Para el caso de Wildlife se analiza un talud con superficie libre (figura 5.11).

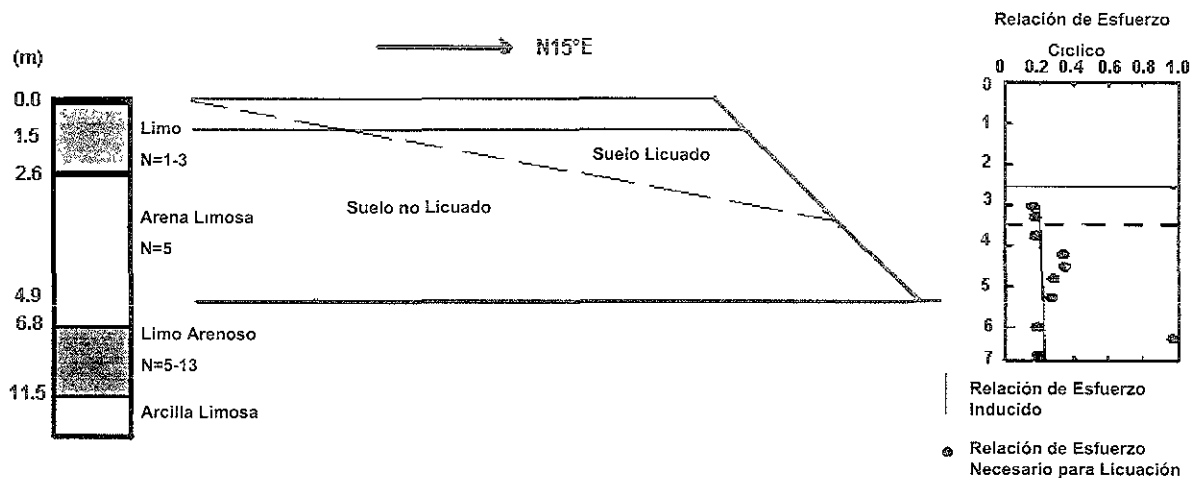


FIGURA 5.11 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Wildlife, Imperial, County, California.

2. El segundo paso es definir el modelo de comportamiento esfuerzo deformación cortante; en el caso de Wildlife es claro que el modelo dilatante es el que se debe de usar para el análisis de desplazamientos, sin embargo, también se realiza la predicción con el modelo de Newmark para comprobar el alcance del primer modelo.

Análisis con el modelo del bloque deslizando dilatante

Los datos que requiere el programa Laspred 1D son los siguientes:

- Peso volumétrico equivalente del depósito de suelo de Wildlife fue de (Vucetic y Dobry, 1986):

$$\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$$

- En lo que respecta al mecanismo de deslizamiento, Dobry et al. (1989) analizaron este caso con base en las evidencias de campo, quienes definieron tentativamente que la fluencia y los desplazamientos laterales asociados con la licuación del estrato A y B₁ (figura 5.12) fueron responsables del movimiento lateral. Holzer et al. (1989) llegó a conclusiones similares basado en los datos registrados por el inclinómetro localizado cerca del área de agrietamiento mostrada en la figura 5.10, la cual indicó que grandes deformaciones cortantes ocurrieron en el estrato B₁ (figura 5.12). Con esta información se definieron los posibles mecanismos de falla esquematizados en la figura 5.12; ambos planos de falla QR y QR' empiezan en el punto Q definido por la

intersección de las grietas y el nivel del agua, y el extremo de los planos terminaban con la superficie libre del espesor A y B₁, respectivamente. Estos planos de falla formaban un ángulo de $\alpha_{\text{campo}}=3.23^\circ$ y $\alpha_{\text{campo}}=6.43^\circ$; los desplazamientos laterales definidos analíticamente por Baziar y Dobry (1992) fueron de 1.9 cm y 31.7 cm, respectivamente. Sin embargo, en la figura 5.11 se muestra el mecanismo del bloque de acuerdo a las consideraciones analizadas en la presente tesis, observándose que las hipótesis implantadas en el mecanismo de desplazamientos laterales para el casos de taludes con superficie libre es muy razonable con respecto a lo determinado por Baziar y Dobry (1992).

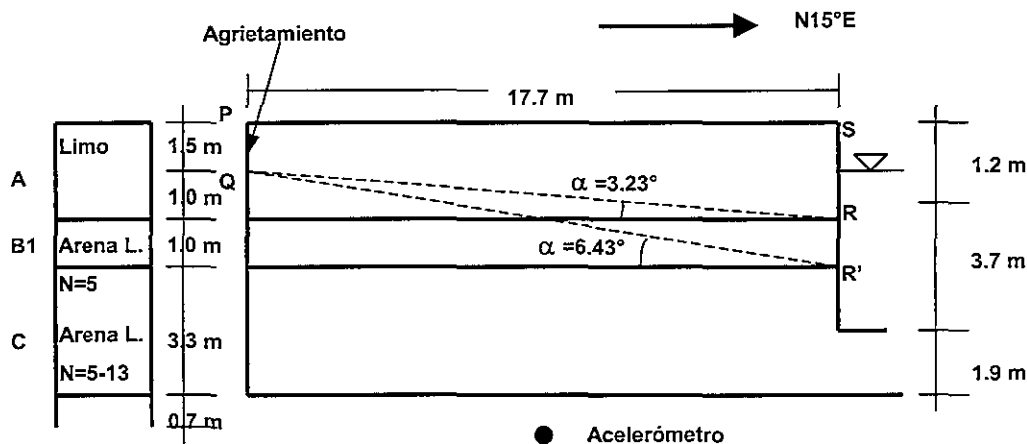


FIGURA 5.12 Perfil estratigráfico de Wildlife Site y planos de falla definidos por (Dobry et al, 1989).

- El esfuerzo de fluencia se obtiene haciendo uso de la figura 5.13, este parámetro se define como aquel nivel de esfuerzo cortante que presenta una tendencia horizontal en la curva esfuerzo-deformación cortante (condición de licuación), este gráfico se exhibe como un resultado de un análisis de respuesta del sitio usando los registros de aceleración (Zhegal y Elgamal, 1994), el cual corresponde a una profundidad aproximadamente de 2.9 m, es decir, se aproxima al espesor medio del bloque considerado en este análisis, por ello, no dudamos en hacer uso de este gráfico para definir el esfuerzo de fluencia, obteniéndose un valor de $1.5 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 27.75 \text{ kPa}$ ($\text{Sen } 2.86^\circ = 1.38 \text{ kPa}$) aplicado en la base del bloque a una profundidad media.
- Para definir los parámetros de dilatación, se hace uso nuevamente de la figura 5.13. La relación de dilatación se determina como la variación de la resistencia media con el incremento de deformación cortante después de exceder la deformación cortante de fluencia, en este caso se especifica un intervalo de $8 \text{ kPa}/\%$ a $9.2 \text{ kPa}/\%$. El valor de deformación cortante de fluencia se define como el nivel de deformación cortante necesario en cada de ciclo para que se presente el incremento de resistencia debido al comportamiento dilatante del suelo, este oscila entre un valor 0.2% a 0.3% .
- Finalmente el modelo de comportamiento que se introduce en el programa Laspred 1D es el presentado en la figura 5.14; sin olvidar que este comportamiento se experimenta cíclicamente.

3. El acelerograma utilizado en este análisis corresponde al componente NS registrado a una profundidad de 7.5 m durante el sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987, este fue proporcionado por el Profesor Elgamal de la Universidad de California, Berkeley (UCB). El acelerograma consiste de 17460 puntos con un delta de tiempo de 0.005 segundos, ver figura 5.15.

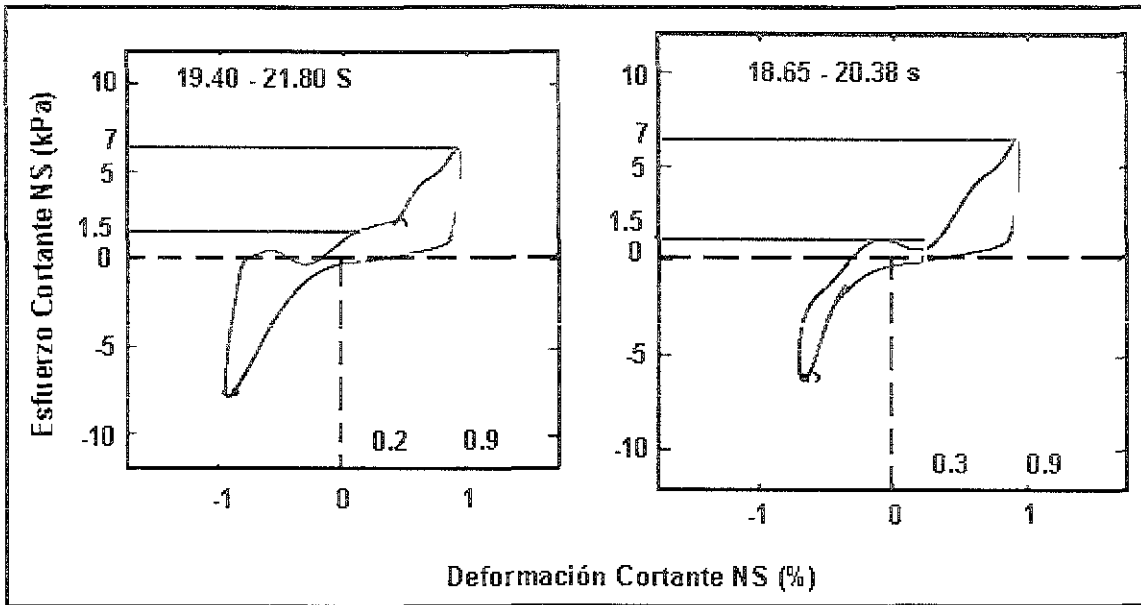


FIGURA 5.13 Ciclos de esfuerzo-deformación cortante a 2.9 m de profundidad obtenidos durante el intervalo de tiempo 19.40-20.38 s, después del sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 (Zhegal y Elgamal, 1994).

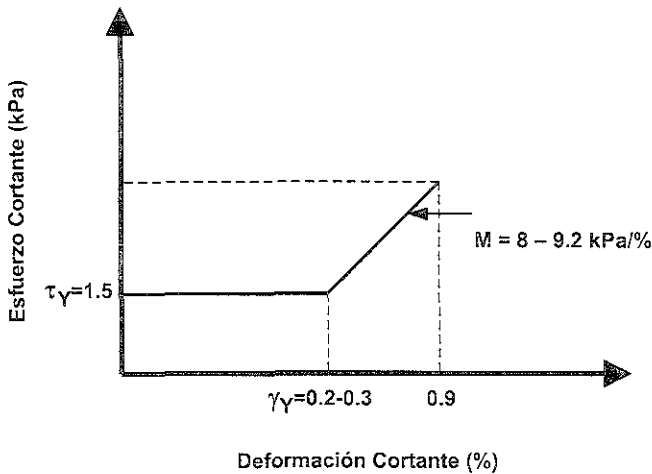


FIGURA 5.14 Modelo de comportamiento esfuerzo-deformación cortante utilizado para predecir los desplazamientos laterales en el caso historia de Wildlife, Imperial County, California.

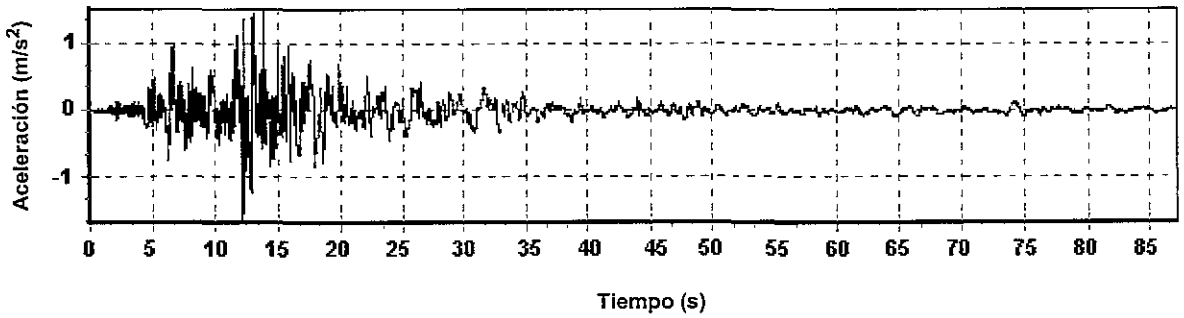


FIGURA 5.15 Registro aceleración-tiempo a 7.5 m de profundidad obtenido en campo durante el sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 (Zhegal y Elgamal, 1994).

Estudio paramétrico

Debido al rango de variación de los parámetros de dilatación, se presenta un estudio paramétrico con el objetivo de visualizar la sensibilidad de la magnitud de los desplazamientos laterales de acuerdo al rango de variación de los parámetros de calculo antes definidos.

En la figura 5.16 se resumen los resultados del estudio paramétrico realizado, obteniéndose resultados bastante aceptables con el modelo modificado respecto a los desplazamientos medidos en campo; la sensibilidad presentada en la magnitud de los desplazamientos laterales con respecto a la variación y definición de los parámetros de dilatación fue relativamente limitada; sin embargo, en este caso el modelo de Newmark predice desplazamientos laterales mayores en un 70 % aproximadamente con respecto a los obtenidos con el modelo modificado y los registrados en campo.

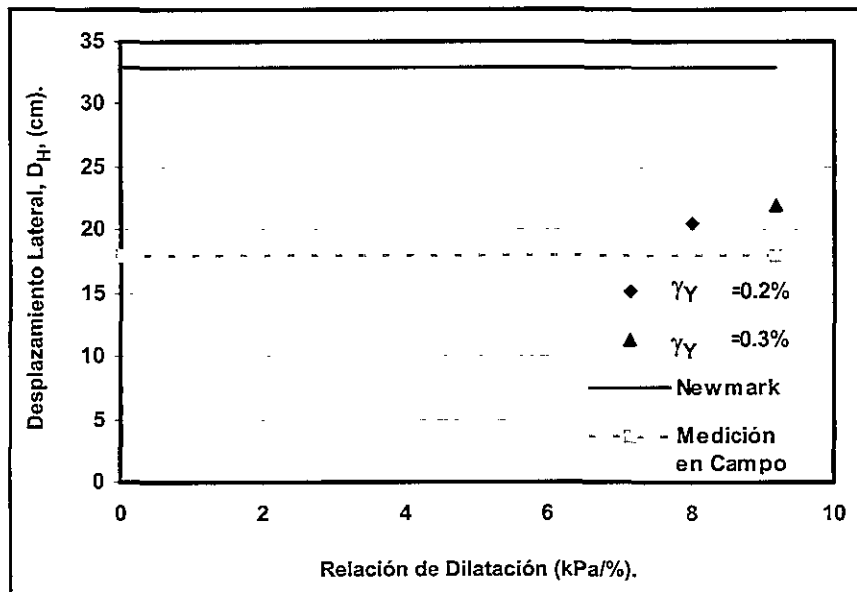


FIGURA 5.16 Resultados del análisis paramétrico en la predicción de desplazamientos laterales para el caso histórico de Wildlife Site, Imperial County, California.

En las figuras 5.17 y 5.18 se muestran los resultados que proporciona el programa Laspred 1D para el caso de Wildlife. En el primer gráfico de la figura 5.17 se presenta la variación de la aceleración de fluencia, así como el acelerograma utilizado en el análisis; el segundo gráfico muestra el registro de la velocidad relativa con el tiempo, y el tercer gráfico presenta la historia de los desplazamientos laterales durante el sismo.

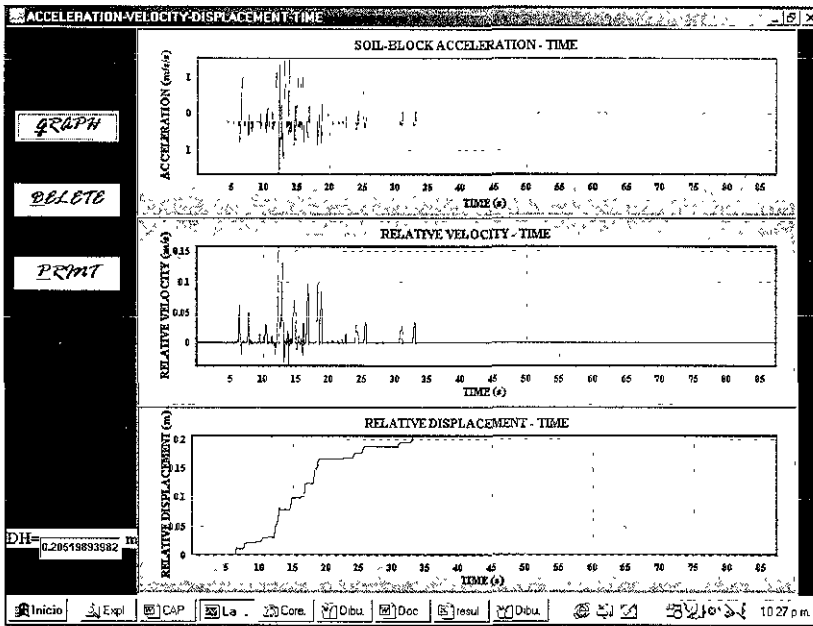


FIGURA 5.17 Registros de aceleración de fluencia, velocidad relativa y desplazamientos relativos con el tiempo para el caso Wildlife después del sismo de Superstition Hills en 1987.

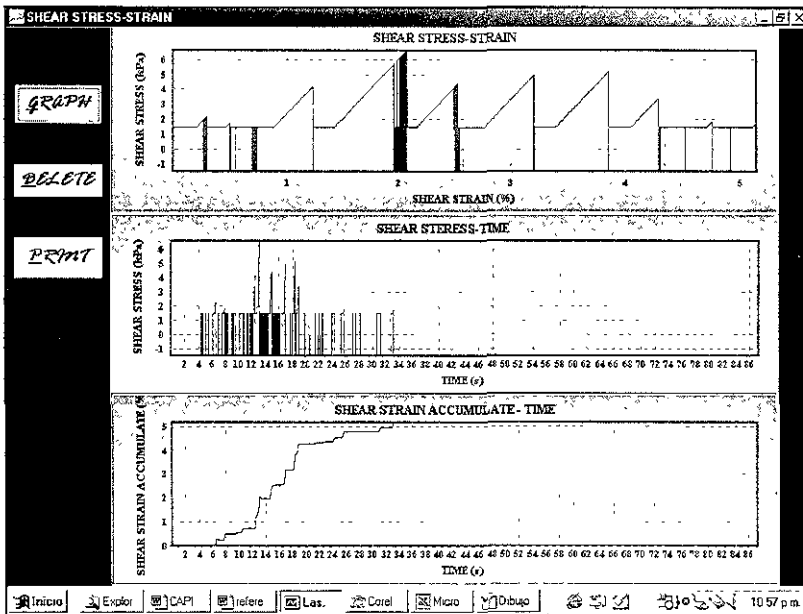


FIGURA 5.18 Historia de esfuerzo-deformación cortante de fluencia, variación del esfuerzo cortante, y deformación cortante con el tiempo.

En la figura 5.18 se muestran los gráficos de esfuerzo-deformación cortante de fluencia, la variación del esfuerzo cortante en el tiempo, y el nivel de deformación cortante acumulada que se desarrolla según el programa Laspred 1D a la profundidad media, es decir, aproximadamente a 2 m (considerando el espesor de suelo que no esta sumergido, figura 5.12). Los resultados de la figura 5.18 nos permiten observar claramente que el fenómeno de dilatación solo se presenta en dirección lógica del movimiento (hacia superficie libre), por ello la asimetría de los registros de aceleración del suelo y de exceso de presión de poro obtenidos por Zeghal y Elgamal (1994), quienes establecieron que el comportamiento dilatante asimétrico tenía su origen por la influencia de la superficie libre. Si observamos el registro de deformaciones cortantes acumuladas (figura 5.18), podemos señalar que el nivel de deformación cortante a una profundidad media de 3.3 m obtenido analíticamente es aproximadamente del 5%, cuya magnitud se acerca con el nivel de deformación cortante del 4% a un altura de 2.5 m reportado por Holzer et al. (1989).

En la figura 5.19 se presentan los registros de esfuerzo cortante-tiempo asimétrico, es decir, presentando solo el comportamiento dilatante en dirección del movimiento mayor definido a la profundidad de 2.9 m (Zeghal y Elgamal, 1994) y el registro obtenido analíticamente a una profundidad media (2 m). Sí comparamos ambos registros, podemos decir que los resultados analíticos son muy razonables. La diferencia de signos es solo por la convención de signos, es decir, es signo positivo se usa analíticamente para señalar el movimiento mayor; mientras que en campo el signo negativo da referencia a éste.

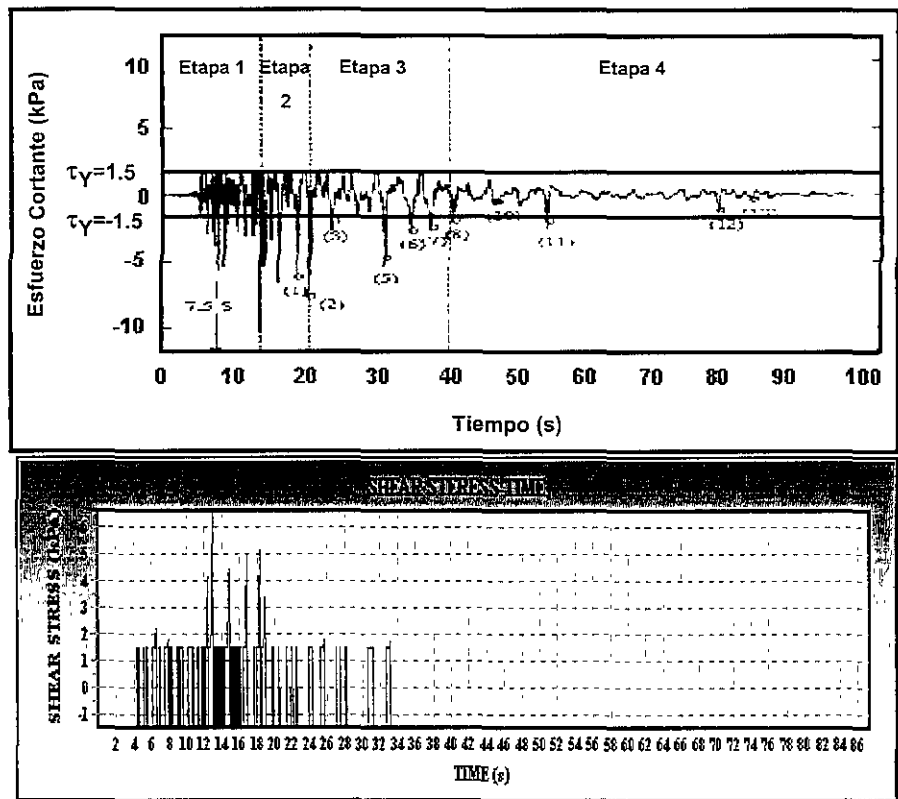


FIGURA 5.19 Registros de esfuerzo cortante-tiempo obtenidos a 2.9 m de profundidad (Zeghal y Elgamal, 1994), y el resultado analítico a 2.0 m para el caso de Wildfire.

5.2.4 Predicciones Empíricas para el caso de Wildlife.

- De acuerdo a las recomendaciones empíricas proporcionadas por Bartlett y Youd (1995), para taludes con superficie libre, se presentarían los siguientes desplazamientos:

$$\text{Log } DH = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

Datos:

M: Magnitud del sismo $M_W = 6.5$

R: Distancia horizontal más cerca de la fuente de energía sísmica o a la falla de ruptura = 30.5 km.

W: Relación de superficie libre ($H/L \times 100$) = 23 %.

H: Altura de la superficie libre (figura 5.10).

L: Distancia desde la superficie libre al nivel de agrietamiento.

T_{15} : Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 3.0$ m.

F_{15} : Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 33$ %.

$(D_{50})_{15}$: Promedio de D_{50} en $T_{15} = 0.081$ mm.

$$D_H = 5.73 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

5.3 Desplazamientos laterales en Snow River Bridge, Alaska, 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, 1969a). Los daños más trascendentales se presentaron en el Sureste Central de Alaska, principalmente estos se reflejaron en aspectos estructurales de los puentes que forman parte del sistema de comunicación que da servicio a esta ciudad (figura 5.20). Las diversas rutas que se identifican son las siguientes: La autopista Glenn, que comunica desde el noreste de Anchorage hacia el interior de la ciudad; la autopista Richardson, comunica el norte de Valdez con el interior de la ciudad; el sistema Seward, enlaza desde Seward a Anchorage pasando por la Península de Kenai y Turnagain Arm; la autopista Sterling, que sirve desde Homer hasta interceptar la autopista de Seward; y el sistema de Copper River, el cual tiene una trayectoria desde la parte superior de Cordova hacia el valle de Copper River.

En las autopistas de Glenn y Richardson se presentaron daños relativamente pequeños en el sistema de puentes; de los 21 puentes en servicio entre Anchorage y Glenallen (figura 5.20) sobre la autopista de Glenn, ninguno de ellos fue destruido y solamente 5 sufrieron daños menores. Sobre la autopista de Richardson solo se presentó el deslizamiento de una extensión de árboles, los cuales dañaron de manera insignificante los puentes del sitio; por otro lado, solamente 3 de 19 puentes entre Valdez y Glenallen sufrieron daños importantes.

El sistema de comunicación de Seward fue uno de los que sufrió daños importantes, al igual que el sistema de puentes ubicados en la trayectoria de la autopista de Copper River. A lo

largo de cada una de los dos sistemas antes señalados, los puentes dañados fueron concentrados en diversas ubicaciones como se muestra en la (figura 5.20):

Autopista Seward:

1. Puentes Resurrection River.
2. **Puentes Snow River.**
3. Puentes Kenai River (sobre la autopista de Sterling cerca de la intercepción con del sistema Seward).
4. Puentes de Turnagain Arm.

Autopista Copper River:

5. Puentes Scott Glacier Stream.
6. Puentes Sheridan Glacier Stream.
7. Puentes Lower Copper River.

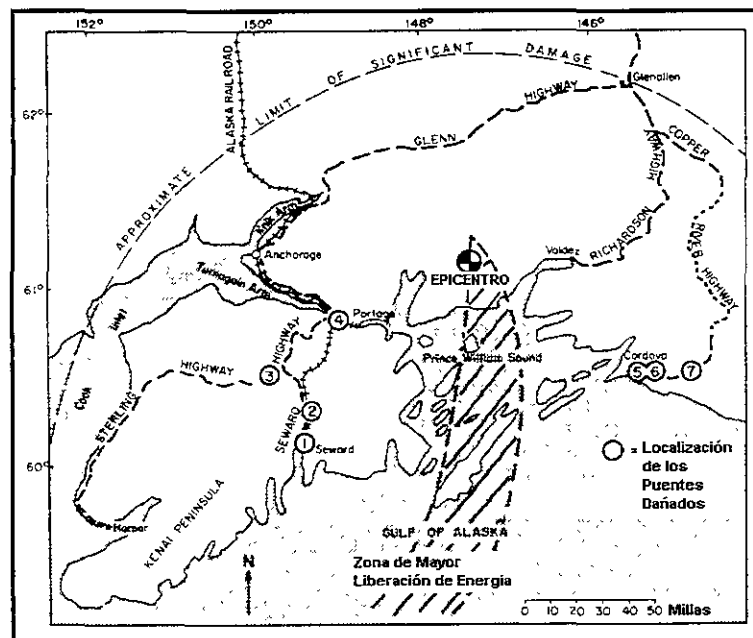


FIGURA 5.20 Regiones dañadas por el sismo del 27 de Marzo de 1964 en el sureste central de Alaska (Ross et al, 1969a).

La distancia aproximada de la ubicación de los daños oscila entre 80 km y 128 km. La cercanía de los sitios dañados a la zona de mayor liberación de energía no se considera en este caso como un factor determinante en la magnitud de los daños, es decir, el comportamiento general de las estructuras dañadas dependen de las estructuras misma, tipo de cimentación, condiciones del suelo de cimentación, y topografía local. En las siguientes líneas se analizan los desplazamientos laterales presentados en los rellenos de Snow River Bridge, cuya magnitud de estos fue aproximadamente de 3 m (Ross et al, 1969a).

5.3.1 Características tectónicas de Alaska.

Las altas y rocosas montañas de Alaska certifican la sustentable 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 Arc. Los movimientos a lo largo de la falla asociados con la zona de subducción generan una banda sísmica a la costa de sureste y la trinchera Aleutian (figura 5.21). Aproximadamente el 6% de los sismos del mundo son localizados en esta zona sísmica. Desde 1912, tres sismos de magnitud $M_w = 7$ o mayor han ocurrido dentro de los 100 km del epicentro del sismo de 1964. 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.

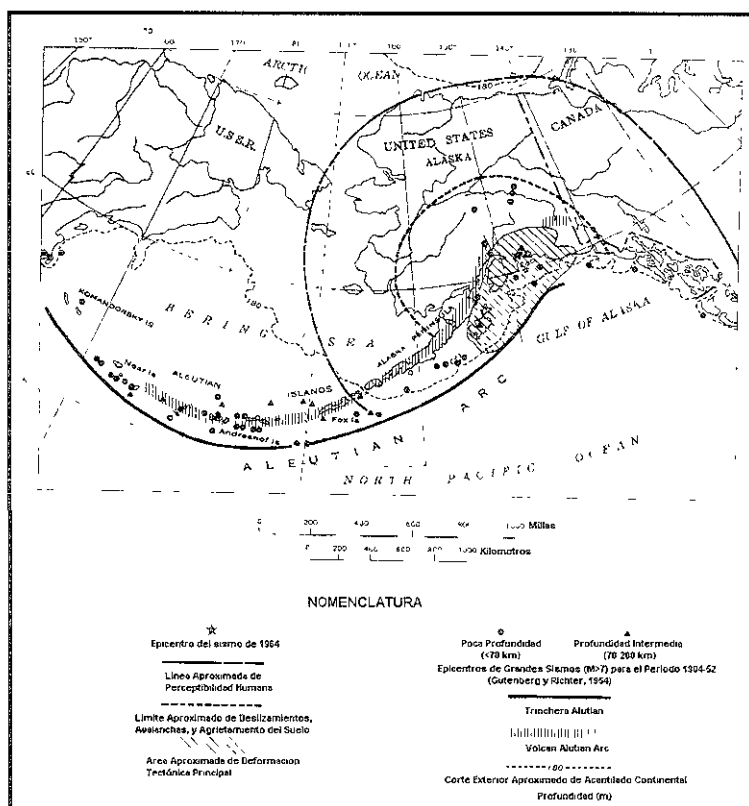


FIGURA 5.21 Localización de la Trinchera de Alutian y sismos principales ocurridos en el pasado (Bartlett y Youd, 1992b).

5.3.2 Ruptura de la falla.

La magnitud momento, M_w , para el sismo de Alaska fue 9.2. Para grandes sismos, tal como el de Alaska, M_w , se define en términos de energía, es una mejor medición de la magnitud de los sismos. La ruptura de la falla durante el sismo generó una compleja serie de temblores en el Golfo de Alaska. El epicentro para el temblor inicial fue localizado en la montaña de Chugach a lo largo de Prince William Sound ($6.1.1^\circ$ N, 147.7° W, ver figura

5.20). La profundidad del epicentro no fue bien definida, pero fue estimada entre 20 y 50 km (Hansen et al, 1966). La ruptura de la falla se propagó en dirección suroeste desde el epicentro a una velocidad de 3 km/s en una distancia de 600 km a 800 km, esta dirección fue evidente, ya que se presentó una pérdida de energía hacia el centro sur de Alaska.

Se observó que la superficie de falla estuvo limitada por dos fallas, ambas localizadas sobre el suroeste de la isla de Montague (la falla de Patton Bay y la falla Hanning Bay), la primera presentó un desplazamiento de 8 m y la segunda un desplazamiento máximo de 6 m, ambas fallas son consideradas como fallas secundarias y no son fallas que generan sismos. Ningún desplazamiento adicional fue verificado a lo largo de otra falla; sin embargo, las fallas fueron suspendidas en ubicaciones donde los depósitos superficiales fueron marcados por líneas en la zona de fisuras y deslizamientos.

5.3.3 Sitio Snow River Bridge.

La ubicación del sitio del valle de Snow River es señalada como el sitio 2 de la figura 5.20, donde este forma un delta hacia el sur del lago Kenai. El sitio de Snow River está ocupado por sedimentos deltaicos y lacustres (McCulloch y Bonilla, 1970) formando una planicie con un sistema de meandros, los cuales han sido canalizados por terraplenes. Las perforaciones de campo mostraron predominantemente la existencia de suelos granulares finos como se muestra en la figura 5.22.

Las deformaciones laterales reportadas por (Ross et al, 1969a) se desarrollaron en Snow River Bridge 605A y en específico en el relleno señalado en la figura 5.22, el desplazamiento lateral medido en campo fue aproximadamente 3 m hacia el lago "Kenia", experimentándose el desplazamiento conjunto de las pilas del 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, 1992b; Baziar y Dobry, 1995), resistencia a la penetración de $(N_1)_{60} = 7$, la pendiente del talud del relleno era de 1.5:1. La resistencia residual del suelo licuado fue muy baja, aproximadamente de 2.4 kPa (Ross et al, 1969b).

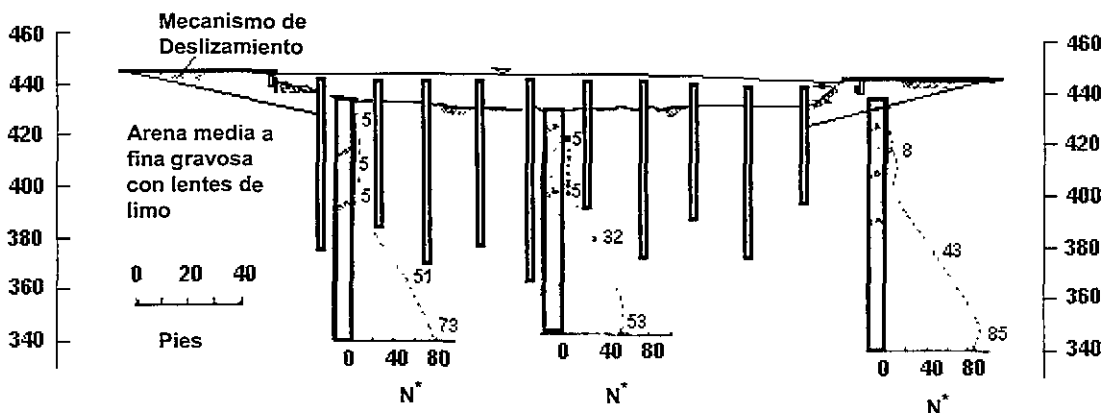


FIGURA 5.22 Perfil estratigráfico y posible mecanismo en Snow River Bridge 605 (Ross et al, 1969a).

5.3.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales del relleno de Snow River Bridge.

Debido a la escasa información acerca del posible comportamiento esfuerzo-deformación cortante que se presentase durante el evento sísmico de 1964, será necesario analizar el caso de Snow River Bridge 605A, tanto con el modelo de Newmark y el modelo dilatante, esto con el objetivo de visualizar el comportamiento general de los desplazamientos que predicen ambas propuestas.

El proceso analítico es el siguiente:

1. Se define el tipo de talud sobre el cual se desea predecir los desplazamientos laterales, para este caso se utiliza un talud con superficie libre (figura 5.23).

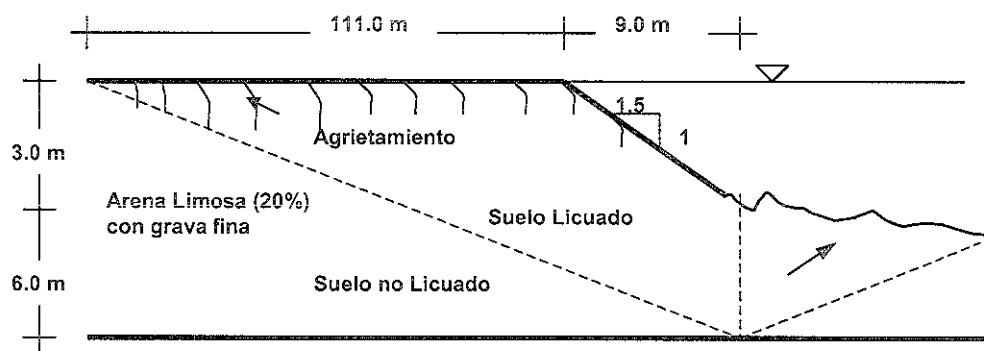


FIGURA 5.23 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Snow River Bridge, Alaska, 1964.

2. El segundo paso es definir el modelo de comportamiento esfuerzo deformación cortante; en el caso de Snow River Bridge, se analizan las dos alternativas, tanto con el modelo de Newmark como con el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizando de Newmark

Los datos que requiere el programa Laspred 1D son los siguientes:

1. Peso volumétrico equivalente del relleno de Snow River Bridge (Bartlett y Youd, 1992):

$$\gamma_T = 18.9 \text{ kN/m}^3$$

2. Se define que el tipo de talud representativo para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales del relleno de Snow River Bridge es un talud con superficie libre. Con esto se considera que la altura de superficie libre utilizada en el proceso de cálculo es (Ross et al, 1969a; Bartlett y Youd, 1992b):

$$H_l \approx 9 \text{ m}$$

3. El ángulo de inclinación del cuerpo de talud era de 1.5:1 (horizontal : vertical) o $\beta=33.7^\circ$ (figura 5.23; Ross et al, 1969a).
4. La resistencia cortante de fluencia utilizada fue determinada por Ross et al. (1969b) y publicada por Seed (1987) y Baziar y Dobry (1995), $\tau_v = 2.4 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 40 \text{ kPa}$ (Sen 2.86) = 2.09 kPa aplicado en la base del bloque a una profundidad media.
5. Finalmente el acelerograma que se utiliza en el análisis, es una señal de tipo senoidal cuyas características son las siguientes, amplitud de aceleración máxima fue de 0.37g, frecuencia fundamental de 0.5 Hz y 26 ciclos de amplitud constante senoidal ($M_w=9.2$; Bartlett y Youd, 1992b).

Los resultados analíticos que se obtiene con el modelo de Newmark utilizando los datos antes señalados son bastante superiores que los desplazamientos medidos en campo, 35.7 m; por ello se realiza un análisis utilizando el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizando con dilatación.

El análisis que se realiza con el modelo dilatante tiene como objetivo principal visualizar la magnitud de los parámetros de dilatación apropiados para definir un desplazamiento aproximado al que se registró en campo, y compararlos con los niveles de deformación cortante y relación de dilatación que se definieron en el análisis de sensibilidad realizado en el capítulo anterior de la presente tesis.

Todos los parámetros definidos en el análisis con el modelo de Newmark se mantienen, solo se varía la magnitud de los parámetros de dilatación para cumplir con el propósito antes mencionado. Después de una serie de iteraciones, solo se presentan 2 propuestas,

- 1) Propuesta 1:
 - Deformación cortante de fluencia = 0.5%
 - Relación de Dilatación = 6 kPa/%
 - Desplazamiento lateral que se predice = 5.81 m
- 2) Propuesta 2:
 - Deformación cortante de fluencia = 0.3%
 - Relación de Dilatación = 11 kPa/%
 - Desplazamiento lateral que se predice = 3.2 m \approx 3.1 m

En estos resultados se puede observar claramente que la magnitud de los parámetros de dilatación son bastante razonables con respecto a los definidos en el análisis de sensibilidad, siendo la propuesta 2 la que proporciona resultados muy cercanos a los medidos en campo. Finalmente en la figura 5.24 se muestran los resultados analíticos de la propuesta 2.

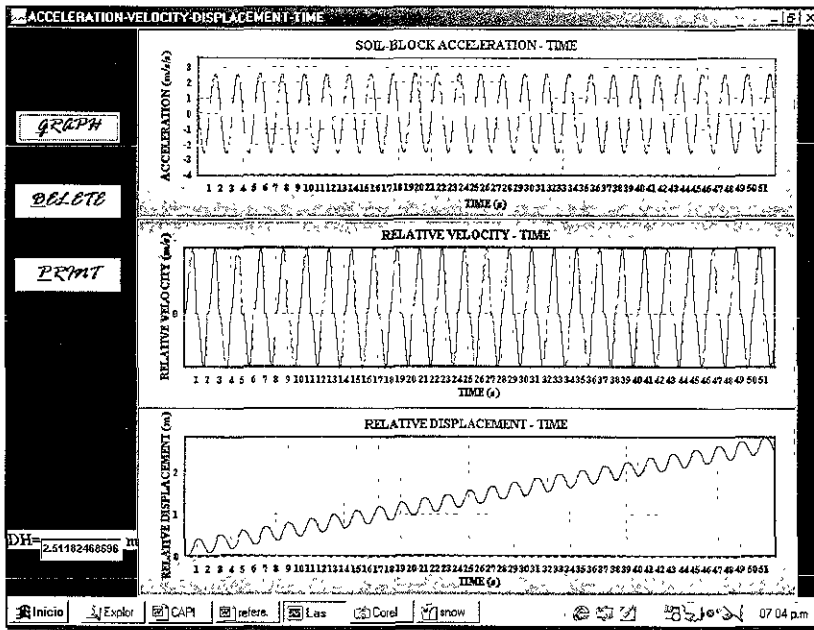


FIGURA 5.24 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con $\gamma\gamma=0.5\%$ y $M=7$ Kpa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en los rellenos del Snow River Bridge en Alaska después del sismo de Marzo de 1964.

5.3.5 Predicciones Empíricas para el caso de Snow River Bridge.

- De acuerdo a las recomendaciones empíricas proporcionadas por Bartlett y Youd (1995), para taludes con superficie libre, se presentarían los siguientes desplazamientos:

$$\text{Log } DH = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

Datos:

M: Magnitud del sismo $M_w = 9.2$ (Ross et al, 1969a).

R: Distancia horizontal más cerca de la fuente de energía sísmica o a la falla de ruptura = 35 km, (Bartlett y youd, 1992b).

W: Relación de superficie libre ($H/L \times 100$) = 20 % (Bartlett y Youd, 1992).

H: Altura de la superficie libre.

L: Distancia desde la superficie libre al nivel de agrietamiento.

T_{15} : Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 6$ m, (Ross et al, 1969a)

F_{15} : Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 20$ %, (Bartlett y Youd, 1992b).

$(D_{50})_{15}$: Promedio de D_{50} en $T_{15} = 0.081$ mm, (Bartlett y Youd, 1992b).

$$D_H = 20.15 \gg 3.1 \text{ m}$$

5.4 Desplazamientos laterales en Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979.

El 15 de octubre de 1975 Imperial Valley, California fue sacudido fuertemente por un sismo de magnitud $M_w = 6.5$. El sismo produjo una ruptura de 35 km de longitud sobre la falla de Imperial (figura 5.25). Los daños causados por licuación incluyeron asentamientos diferenciales y fisuras, y estos a su vez fracturaron drenes y pavimentos de caminos cercanos. Los sitios más afectados por el fenómeno de licuación fueron Heber Road Site y River Park Site; en esta ocasión se estudia el primer de estos.

Heber Road Site se localiza a 1.6 km al noreste de la ruptura de la falla Imperial (figura 5.25). Este sitio sufrió un desplazamiento lateral del orden de 2.4 m hacia el sur (Youd y Bennett, 1983), causando daños importantes al camino Heber (Heber Road Site) en dirección a una depresión localizada en las dunas Heber County Park; esta depresión es un resto de una antigua corriente que previamente pasaba a través del área en estudio. Los desplazamientos afectaron 160 m de ancho del camino y aproximadamente 100 m de longitud desde el extremo de la depresión al norte siguiendo el agrietamiento. Diversos niveles de agrietamientos y declives se formaron alrededor de los márgenes y secciones del interior de la masa de suelo afectada. A lo largo del sur del camino se presentaron declives de 0.9 m formados entre los bloques de sedimentos producto del deslizamiento. Se formaron algunos volcanes de arena a lo largo de la zona norte del camino.

5.4.1 Características tectónicas, geológicas, e historia sísmica de Imperial Valley, California.

Imperial Valley se localiza al sureste de California, este es el lugar de nacimiento del sistema de fallas de San Andrés (figura 5.25). La falla de Imperial, localizada al sureste de la falla de San Andrés, parece ramificarse hacia el norte en dos importantes ramas de fallas del sistema de San Andrés, la falla de San Jacinto y la falla de San Andrés. Esas fallas están constantemente en deslizamiento e interactuando con el comportamiento de deformación de la falla de Imperial.

Imperial Valley se encuentra en la parte sur del valle Salton; este valle tiene 130 km de ancho y 200 de longitud, el cual está limitado por el mar Tertiary y Quaternary, el continente, y sedimentos de tipo lacustre. La parte más baja del valle corresponde al mar Salton y se ubica a 70 m debajo del nivel del mar. Recientemente, hablando en tiempo geológico, el río Colorado (al este del Valle), ha fluido a Imperial Valley y transportado gran cantidad de sedimentos (sedimentos de río, canal y dique). Durante el sismo de 1979 se observaron numerosos efectos producidos por el fenómeno de licuación, incluyendo el caso de Heber Road Site; esos efectos se vieron reflejados por el surgimiento de sistemas de agrietamiento, volcanes de arena, y desplazamiento laterales.

Los sismos más importantes que se han registrado en Imperial Valley son los presentados en 1940 y 1979. Durante el evento sísmico del 18 de Mayo de 1940 el acelerógrafo ubicado en la estación 9 se salió de escala y el acelerograma tuvo que ser extrapolado más allá de los límites del registro original; este registro fue usado por muchos años para estudios de ingeniería geotécnica como un sismo bastante representativo de la zona cercana a la fuente del sismo. En comparación con los registros de aceleración obtenidos en 1979, la excitación

del evento de 1940 presentó contenido de frecuencias más altas y una duración mucho mayor que la registrada en el evento de 1979.

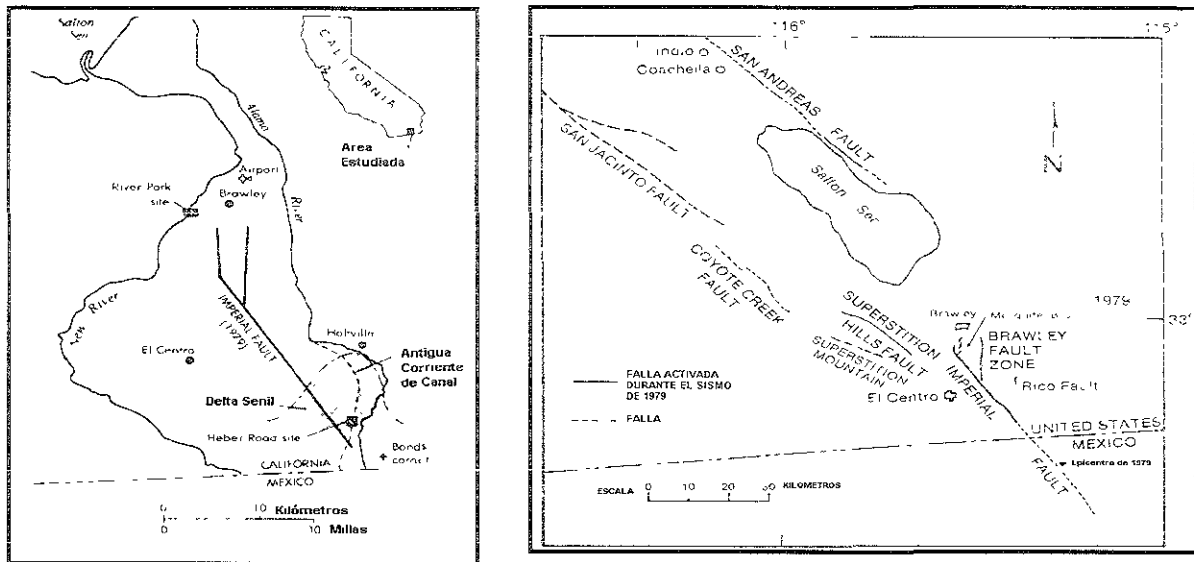


FIGURA 5.25 Mapa de sureste de Imperial Valley, mostrando la geografía pertinente y geomorfología y localización del camino Heber (Heber Road Site, Youd y Bennett, 1983).

5.4.2 Investigación de campo y registros de aceleración de Heber Road.

Con el objetivo de conocer la estratigrafía del sitio se llevó a cabo un amplio estudio de campo. En diciembre de 1979 se realizaron sondeos de cono mecánico con el propósito de establecer una estratigrafía preliminar del sitio; para verificar esas secciones se realizó un muestreo continuo de los sondes mostrados en la figura 5.26; posteriormente se realizaron ensayos SPT con recuperación. En enero de 1981 se retomó el sitio, se iniciaron ensayos de CPT (cono mecánico) y ensayos de SPT con recuperación de muestras con el objetivo de realizar ensayos en columna resonante y ensayos triaxiales de compresión (Sykora y Stokoe, 1982), además, se definieron perfiles de velocidades del sitio.

Youd y Bennett (1983) describieron cuidadosamente la estratigrafía existente en Heber Road Site como resultado del amplio estudio de campo, en seguida se resume en orden de perforación los materiales identificados (figura 5.27): se define una capa de relleno arenoso cuyo espesor varía de 0.5 m en los extremos a 1.5 m en el centro. Posteriormente se clasifica una arena fina, cuyo espesor oscila entre 3.4 m al oeste y al este, y de 4 m al centro del perfil; este espesor de material se ha dividido en tres subunidades, la unidad (A_1) se clasifica como una arena fina densa de río (SP-SM) localizándose debajo del relleno en la parte oeste de la sección, esta arena se caracteriza por tener una resistencia de punta de acuerdo al cono estático (mecánico) de 110 kg/cm^2 a 180 kg/cm^2 y 120 kg/cm^2 a 260 kg/cm^2 (cono eléctrico), valores de SPT de 29 a 36 golpes/30 cm (safety hammer) y de 32 a 35 golpes/30 cm (donut hammer); en la parte central de la sección se clasifica una arena fina muy suelta y arena limosa (SM) como origen del depósito de una corriente senil (unidad A_2), esta arena se caracterizó por tener una resistencia de punta de acuerdo al cono estático (mecánico) de 10 kg/cm^2 a 40 kg/cm^2 y de 10 kg/cm^2 a 50 kg/cm^2 (cono

eléctrico), y valores de SPT de 1 a 7 golpes/30 cm (safety hammer) y de 2 a 4 golpes/30 cm (donut hammer); en la parte este de la sección se definen arenas moderadamente densas y arena limosa, clasificada como SM, (unidad A₃) caracterizada por una resistencia de punta de acuerdo al cono estático (mecánico) de 25 kg/cm² a 75 kg/cm² o de 20 kg/cm² a 125 kg/cm² (cono eléctrico) y valores de SPT de 9 a 13 golpes/30 cm (safety hammer) o de 17 a 19 golpes/30 cm (donut hammer). El nivel de agua se encontraba a una profundidad aproximada de 1.8 m. Debajo de los materiales antes mencionados, se definen alternadamente estratos continuos de arcillas de origen lacustre medianamente rígidas y arenas densas de origen de deltas.

Se observaron efectos superficiales debidos a licuación se concentraron sobre la unidad (A₂); con todo lo anterior claramente se identifica que el material compuesto por la unidad (A₂) experimento licuación durante el sismo del 1979.

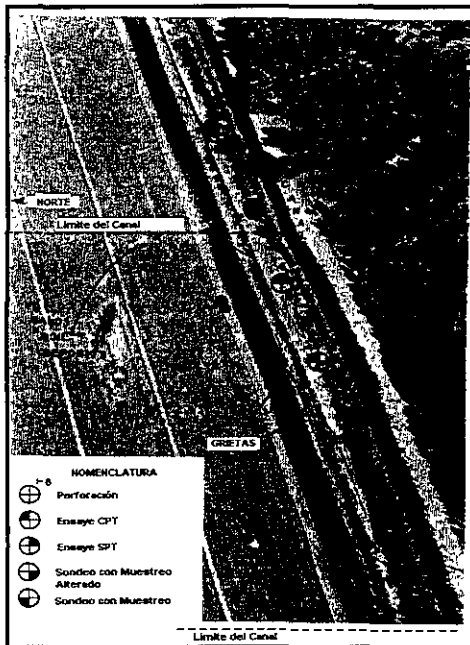


FIGURA 5.26 Toma aérea de Heber Road Site 2 días después del sismo, mostrando los desplazamientos laterales y otros efectos superficiales (Sands Boils, Youd y Bennett, 1983)

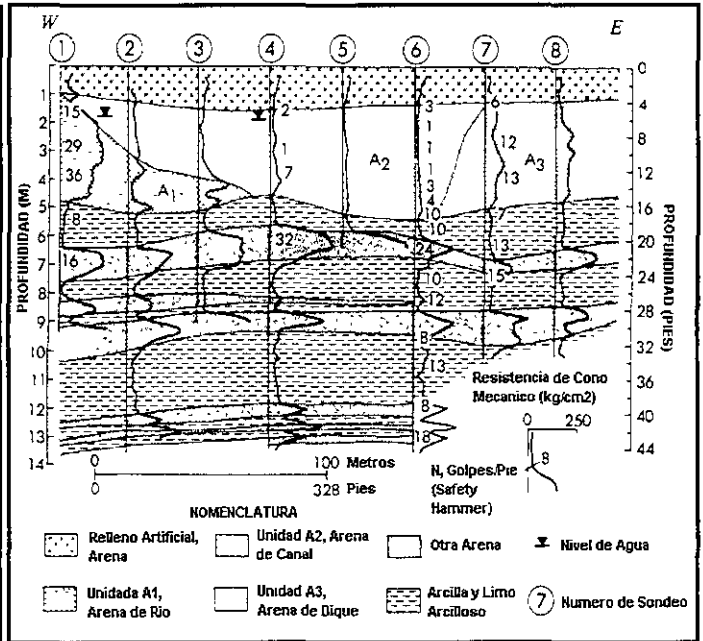


FIGURA 5.27 Perfil estratigráfico de los sedimentos de sitio Heber Road, Imperial County, California, (Youd y Bennett, 1983).

En lo que respecta a los registros de aceleración obtenidos, se contaba con cuatro estaciones cercanas a Heber Road Site: Meloland, Holtville, Calexico, y Bonds Corner. La estación más cercana fue la de Bonds Corner ubicada a 4 km de epicentro y a 6 km de Heber Road Site, donde se registro una aceleración máxima de 0.81g y una duración de 13.2 s (Porcella et al, 1982; y Rojahn et al, 1982).

5.4.3 Investigación de laboratorio.

La investigación de laboratorio fue realizada por tres diferentes grupos: Kuo y Stokoe (1982) determinaron las propiedades índice de las tres principales arenas antes señaladas, cuatro ensayos triaxiales estáticos no drenados isotrópicamente consolidados, y ensayos de columna resonante con aplicación de pequeñas y grandes deformaciones cortantes cíclicas (ensayos a bajas y altas amplitudes) a diferentes presiones de confinamiento isotrópicas; los resultados de ensayos de columna resonante a bajas amplitudes para cada una de las arenas analizadas fueron reducidas a una relación sencilla entre la presión efectiva de confinamiento y el modulo al cortante a bajas amplitudes. Una compañía consultora denominada Woodward-Clyde Consultants (WCC), analizaron las arenas (A₁ y A₃) identificadas en la figura 5.27, ellos definieron propiedades índice, realizaron ensayos estáticos y dinámicos para cada arena, veinte ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado sobre muestras inalteradas y especímenes reconstituidos con esfuerzos efectivos de consolidación de 47.88 kPa, 71.82 kPa, y 95.76 kPa, así como una serie de nueve ensayos cíclicos a deformación controlada sobre cada arena, y ensayos de corte simple directo en muestras inalteradas y especímenes reconstituidos. RPI realizó ocho ensayos triaxiales a deformación controlada sobre la arena A₂. Finalmente se presenta en la tabla 5.1 algunos parámetros de campo y de laboratorio obtenidos por diferentes grupos de trabajo.

TABLA 5.1 Resumen de datos de campo y laboratorio obtenidos por cuatro diferentes grupos de trabajo para Heber Road Site (Vucetic y Dobry, 1986).

Propiedades	RESULTADOS DE CAMPO			RESULTADOS DE LABORATORIO					
	Youd & Bennett, Sykora & Stokoe			Kuo & Stokoe			Ladd		
	A1	A2	A3	A1	A3	A2	A1	A3	A2
Clasificación	Arena Fina Densa	Arena Fina Suelta	Arena Mod. Densa	SP-SM	SM	SM	-	-	-
Peso Unitario (pcf)	-	-	-	167.3	164.8	164.2	167.6	-	167.7
D50 (mm)	0.112	0.081	0.107	0.12	0.12	0.13	0.14	-	0.13
% De Finos	-	-	-	10	15	22	14.2	-	22.5
SPT-N	32.5	12.5	2.6	-	-	-	-	-	-
CPT(kg/cm ²)	203	71	18	-	-	-	-	-	-
eo	-	-	-	0.67	0.72	0.62	0.69	-	0.67
k(m/s)	-	-	-	-	-	-	4.2x10 ⁻³	-	1.2x10 ⁻³

5.4.4 Predicción analítica de desplazamientos laterales en Heber Road Site.

Youd y Bennett (1983) asumieron que aproximadamente 4 m de profundidad del perfil mostrado en la figura 5.27 eran altamente susceptibles a presentar licuación (estrato A_2), por ello se establece que el material que constituye el estrato A_2 es el causante de los desplazamientos laterales ocurridos en Heber Road Site. Seed et al. (1983) realizó un estudio detallado con el objetivo de establecer la susceptibilidad a licuación y el nivel de deformación cortante basados en datos de SPT del sitio de Heber Road y River Park (figura 5.28). De aquí se define que para un sismo de magnitud 6.5, los datos indican que el material identificado como A_2 es altamente susceptible a licuación y presenta gran potencial a experimentar deformaciones cortantes.

Los desplazamientos superficiales registrados arriba del estrato A_1 fueron aproximadamente de 2.4 m durante el sismo de 1979; además se estableció que todo el espesor de A_2 experimento licuación y se deformó durante el sismo

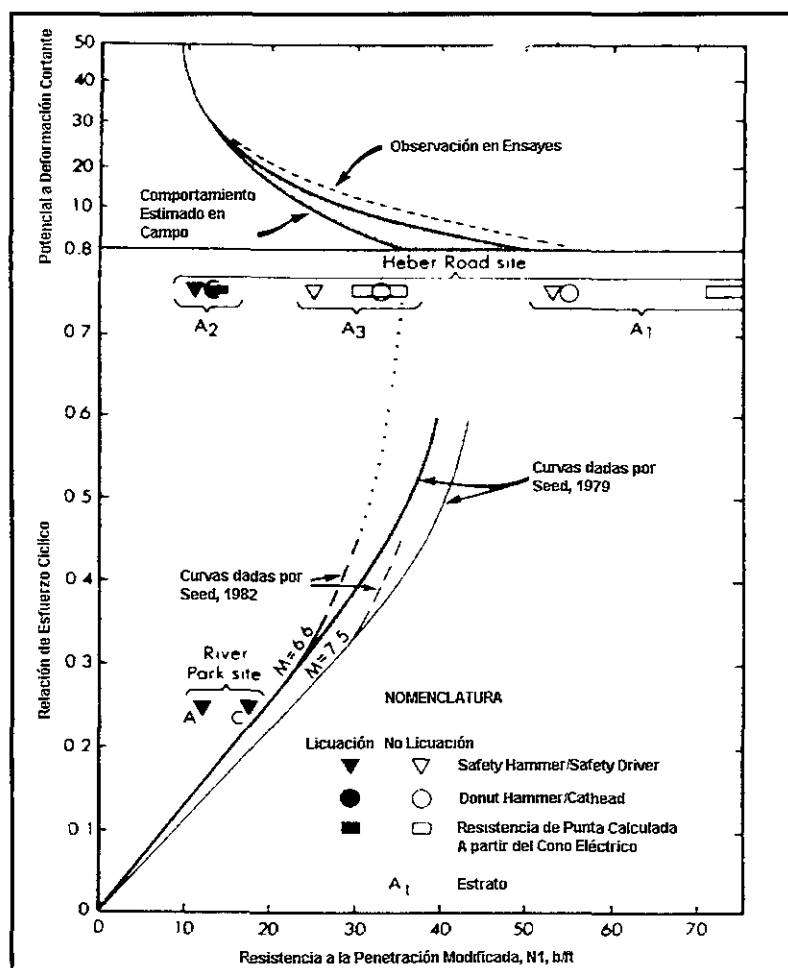


FIGURA 5.28 Susceptibilidad a licuación y potencial a deformación cortante (Seed, 1979; y Seed y Idriss, 1982, con datos de ensayos SPT de Heber Road y River Park (Youd y Bennett, 1983).

El proceso analítico es el siguiente:

1. El caso de Heber Road es especial por su estratigrafía y condición topográfica; sin embargo, se discuten las condiciones reales para poder establecer el posible mecanismo de desplazamientos laterales que se utiliza en la predicción. En la figura 5.29 se presenta aproximadamente el perfil de campo. De acuerdo a los datos de campo y laboratorio, los 4 m de arena fina suelta (estrato A₂) es un material que puede experimentar grandes deformaciones y tiene alto nivel de susceptibilidad a licuación; además, se considera que el espesor del material ubicado en frente del cuerpo del talud que presenta las mismas características que el estrato A₂ es altamente susceptible a licuación y puede ceder sin desarrollar una oposición trascendente que impida el deslizamiento lateral; por lo que finalmente se define que el mecanismo de desplazamientos laterales presentado en Heber Road es el mostrado en la figura 5.30.

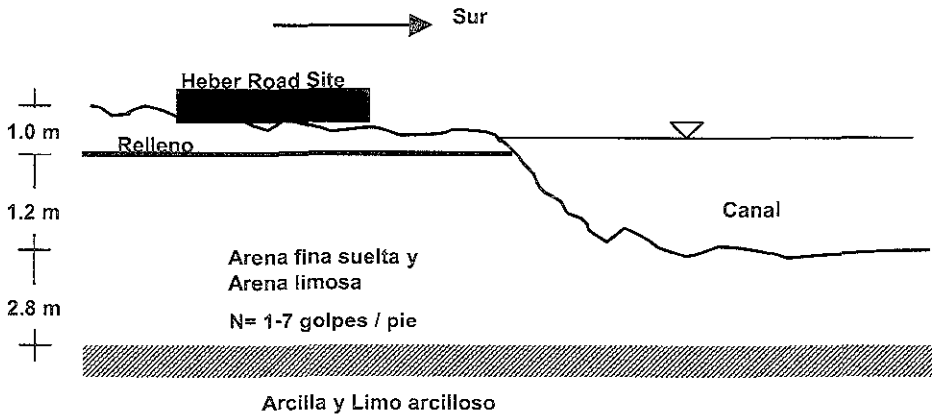


FIGURA 5.29 Perfil aproximado al presentado en Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979.

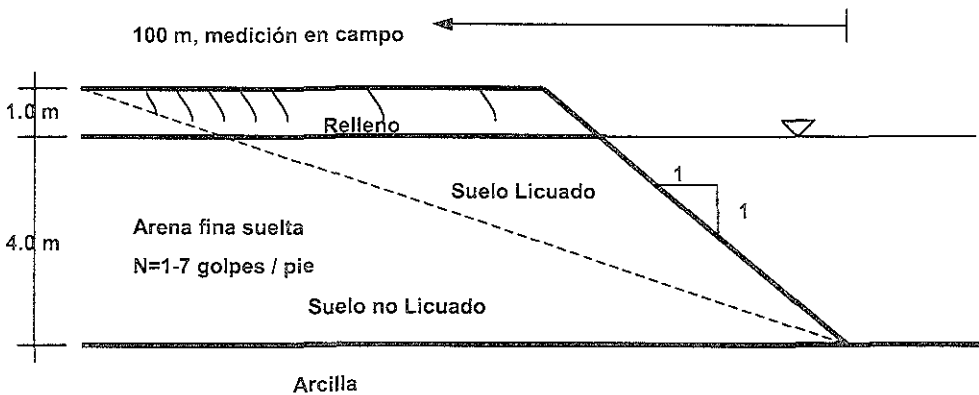


FIGURA 5.30 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979.

2. El segundo paso es definir el modelo de comportamiento esfuerzo deformación cortante; en el caso de Heber Road Site, se analizan las dos alternativas, tanto con el modelo de Newmark y el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizando de Newmark

Los datos que requiere el programa Laspred 1D son los siguientes:

- Peso volumétrico equivalente de la arena limosa (A_2) fue aproximadamente (Baziar y Dobry, 1992):

$$\gamma_T = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Se define que el tipo de talud representativo para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales Heber Road es un talud con superficie libre. Con esto se considera que la altura de superficie libre utilizada en el proceso de cálculo es aproximadamente de:

$$H_t \approx 5 \text{ m}$$

- El ángulo de inclinación del cuerpo de talud era de 1:1 (horizontal : vertical) o $\beta = 45^\circ$ (figura 5.30).
- La resistencia cortante de fluencia utilizada se define en función de una correlación de los parámetros de resistencia de punta, resistencia SPT, esfuerzo vertical efectivo a una profundidad media de 2.5 m, $\sigma'_{\text{medio}} = 44 \text{ kPa}$, con respecto a los diferentes casos historia estudiados (Baziar y Dobry, 1995); finalmente se define que $\tau_v = 3 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 44 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86^\circ) = 2.19 \text{ kPa}$ aplicado en la base del bloque a una profundidad media.
- Finalmente el acelerograma que se utiliza en el análisis, es una señal de tipo senoidal cuyas características son las siguientes, amplitud de aceleración máxima fue de 0.8g, frecuencia fundamental de 0.9 Hz y 8 ciclos de amplitud constante senoidal ($M_w = 6.5$, Baziar y Dobry, 1992).

Los resultados analíticos que se obtiene con el modelo de Newmark utilizando los datos antes señalados son mayores que los desplazamientos medidos en campo, 5.67 m; por ello se realiza un análisis utilizando el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizando con dilatación.

El análisis que se realiza con el modelo dilatante tiene como objetivo principal visualizar la magnitud de los parámetros de dilatación apropiados para definir un desplazamiento aproximado al que se registro en campo, y compararlos con los niveles de deformación cortante y relación de dilatación que se definieron en el análisis de sensibilidad realizado en el capítulo anterior de la presente tesis.

Todos los parámetros definidos en el análisis con el modelo de Newmark se mantienen, sólo se varía la magnitud de los parámetros de dilatación para cumplir con el propósito antes mencionado. Después de una serie de iteraciones, solo se presentan 3 propuestas:

Propuesta 1:

- Deformación cortante de fluencia = 0.5%
- Relación de Dilatación = 2 kPa/%
- Desplazamiento lateral que se predice = 2.18 m

Propuesta 2:

- Deformación cortante de fluencia = 0.6%
- Relación de Dilatación = 2 kPa/%
- Desplazamiento lateral que se predice = 2.20 m

Propuesta 3:

- Deformación cortante de fluencia = 0.7%
- Relación de Dilatación = 1.7 kPa/%
- Desplazamiento lateral que se predice = 2.45 m \approx 2.44 m

En estos resultados se puede observar claramente que la magnitud de los parámetros de dilatación son bastante razonables con respecto a los definidos en el análisis de sensibilidad, siendo la propuesta 3 la que proporciona resultados muy cercanos a los medidos en campo. Finalmente en la figura 5.31 se muestran los resultados analíticos de la propuesta 3.

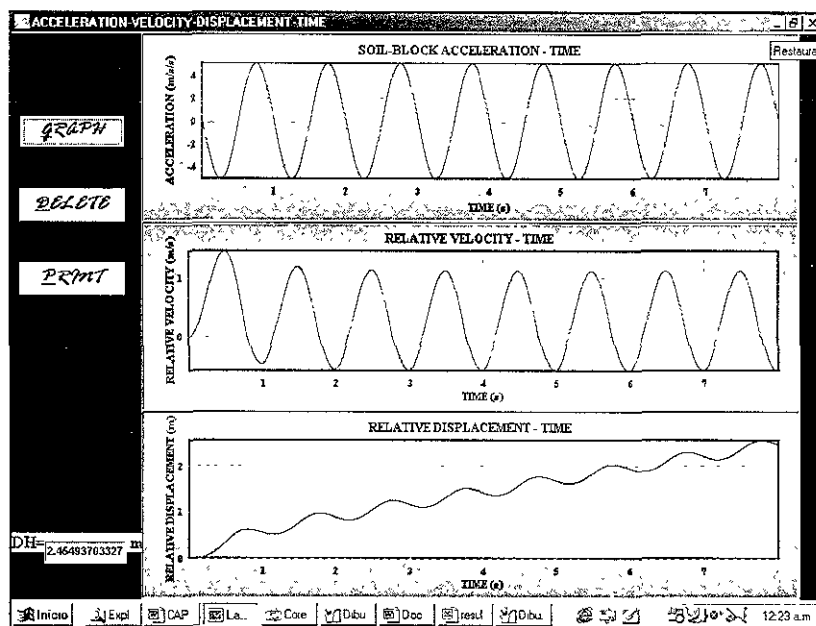


FIGURA 5.31 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con $\gamma_f=0.7\%$ y $M=1.7$ kPa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en Heber Road Site, Imperial, County, California, 1979.

Un punto importante que se observó en la predicción, es que los niveles de deformación cortante obtenidos analíticamente son muy aproximados al definido en la figura 5.28 (Youd y Bennett, 1983), los cuales son del orden de 50% (figura 5.32).

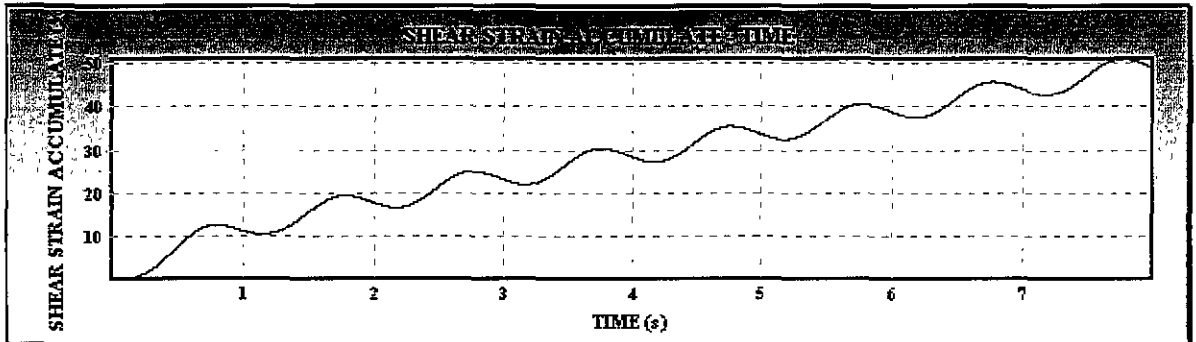


FIGURA 5.32 Predicción de los niveles de deformación cortante para el caos de Heber Road Site, Imperial County, California, 1979.

5.4.5 Predicciones Empíricas para el caso de Heber Road Site.

- De acuerdo a las recomendaciones empíricas proporcionadas por Bartlett y Youd (1995), para taludes con superficie libre, se presentarían los siguientes desplazamientos:

$$\text{Log } DH = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

Datos:

M: Magnitud del sismo $M_w = 6.5$ (Baziar y Dobry, 1992).

R: Distancia horizontal más cerca de la fuente de energía sísmica o a la falla de ruptura = 5 km, (Baziar y Dobry, 1992).

W: Relación de superficie libre ($H/L_x 100$) = 5 %.

H: Altura de la superficie libre (figura 5.30)

L: Distancia desde la superficie libre al nivel de agrietamiento

T_{15} : Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 4$ m, (Youd y Bennett, 1983).

F_{15} : Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 27$ %, (Bartlett y Youd, 1992b).

$(D_{50})_{15}$: Promedio de D_{50} en $T_{15} = 0.081$ mm, (Bartlett y Youd, 1992b).

$$D_H = 36.5 \text{ cm} \lll 2.4 \text{ m}$$

5.5 Desplazamientos laterales en Showa Bridge, Niigata, Japón, 1964.

El 16 de junio de 1964, un sismo de magnitud $M_w = 7.5$ causó licuación en los suelos de Niigata y en las áreas de su alrededor. Muchos puentes, edificios, muelles, y servicios públicos tales como electricidad, gas, agua, y telecomunicaciones sufrieron daños severos. Este sismo dio la pauta para que una gran cantidad de ingenieros conocieran la importancia del fenómeno de licuación y la magnitud de daño que provocan sobre las obras de ingeniería. En esta ocasión nos enfocaremos a los daños provocados por uno de los fenómenos relacionados con la licuación, desplazamientos laterales, por tal motivo se aborda el caso historia de desplazamientos de Showa Bridge.

5.5.1 Epicentro, magnitud, e intensidad del sismo de Niigata, 1964.

El sismo ocurrido el 16 de junio, 1964 a la 1:01 p.m. Registro una magnitud de 7.5 y afectó de manera importante la costa de Japón, desde Niigata pasando por Yamagata y Akita. En la ciudad de Niigata se registraron los daños más importantes. El epicentro se ubicó cerca de la isla de Awa localizada en las coordenadas $38^{\circ}21' N$, $139^{\circ}11' E$ en el mar de Japón, 22 kilómetros fuera de la costa, como se muestra en la figura 5.33. El foco del sismo se ubicó a 40 km de profundidad.

De acuerdo a las mediciones sísmicas sobre la escala, la agencia meteorológica Japonesa (MAY), registró los datos mostrados en la figura 5.33, donde la intensidad máxima fue de V, la cual es equivalente a VII o VIII en la Escala de Intensidad de Modificada de Mercalli (MMI), y el área de intensidad V fue muy limitada (Niigata). En general, se señala que la aceleración máxima en superficie en el área de intensidad V se encontraba dentro del intervalo de 0.08g a 0.25g, por lo que el movimiento del suelo no fue considerado fuerte; sin embargo, los daños fueron muy importantes.

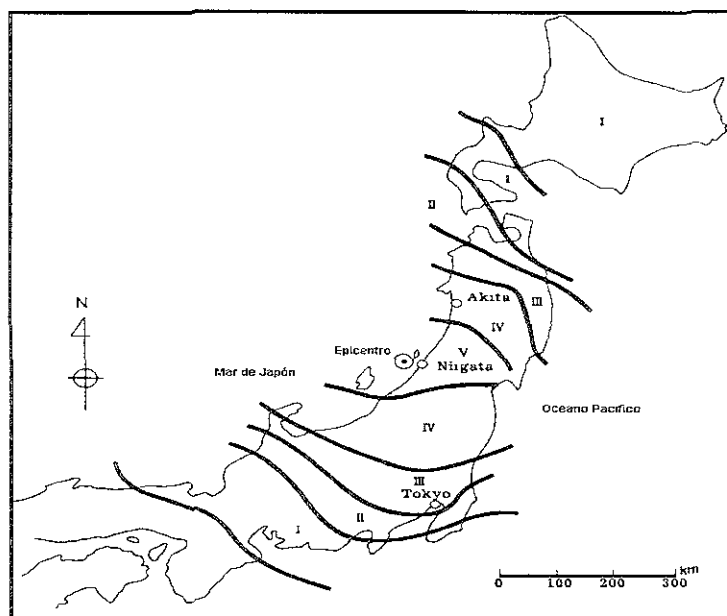


FIGURA 5.33 Epicentro e intensidad sísmica (JMAI) del sismo de Niigata en 1964 (Hamada, 1992).

5.5.2 Características del movimiento sísmico de 1964.

Los datos del movimiento sísmico fueron registrados en dos sitios de la ciudad de Niigata. Se obtuvieron registros en el edificio de Kawagishi-cho, los cuales presentaron un periodo predominante en la etapa de licuación de aproximadamente de 1 segundo, y una amplitud máxima de 0.16g. También los movimientos producidos por el sismo fueron registrados en el observatorio meteorológico de Niigata, donde desafortunadamente los desplazamientos en la dirección horizontal se registraron fuera de escala.

5.5.3 Medición de desplazamientos laterales en Niigata después del sismo de 1964.

Para definir la magnitud de los desplazamientos laterales causados por el sismo de 1964, se utilizó la técnica de fotografías aéreas, la cual consiste en sustraer las coordenadas de puntos de referencia sobre la superficie del suelo determinados en fotografías antes y después del evento sísmico. La mayoría de los puntos de referencia fueron seleccionados por triangulación en la periferia del área de interés, todos los puntos de triangulación fueron localizados en sitios de cierta altura a lo largo del mar de Japón, los cuales estuvieron ausentes de daños.

La medición de los desplazamientos laterales se llevo a cabo en puntos claramente definidos en fotografías aéreas antes y después del sismo. Un total de 8000 puntos fueron seleccionados en la ciudad de Niigata. La exactitud en la medición de los desplazamientos laterales estuvo en función de diferentes factores como fue la escala de la fotografía aérea antes y después del sismo, errores humanos en la lectura de las coordenadas de los puntos de referencia, etc. En este estudio se estimó que la exactitud en la medición de los desplazamientos laterales fue de ± 72 cm horizontalmente a lo largo del río Shinano.

5.5.4 Desplazamientos laterales en Showa Bridge.

En la figura 5.34 se muestran los desplazamientos laterales experimentados en Showa Bridge. Los vectores representan los desplazamientos en dirección horizontal, cada uno con un número indicando la magnitud del movimiento (en cm); el numero en paréntesis son los desplazamientos verticales (en cm), además, se muestra la ubicación de fallas visibles en la superficie, como son fisuras y volcanes de arena. La sección B-B' esta ubicada a lo largo de Showa Bridge como se muestra en la figura 5.34. Aguas arriba de Showa Bridge, los desplazamientos laterales fueron mayores sobre el margen izquierdo del río (figura 5.34), midiéndose desplazamientos máximos de 4 m (Hamada, 1992), y desplazamientos muy pequeños en el margen derecho del río. La licuación del material se presento en la cama del río y solo bajo el margen izquierdo (figura 5.35), de aquí podemos explicar la magnitud tan pequeña de los desplazamientos que se experimentaron en el margen derecho del río.

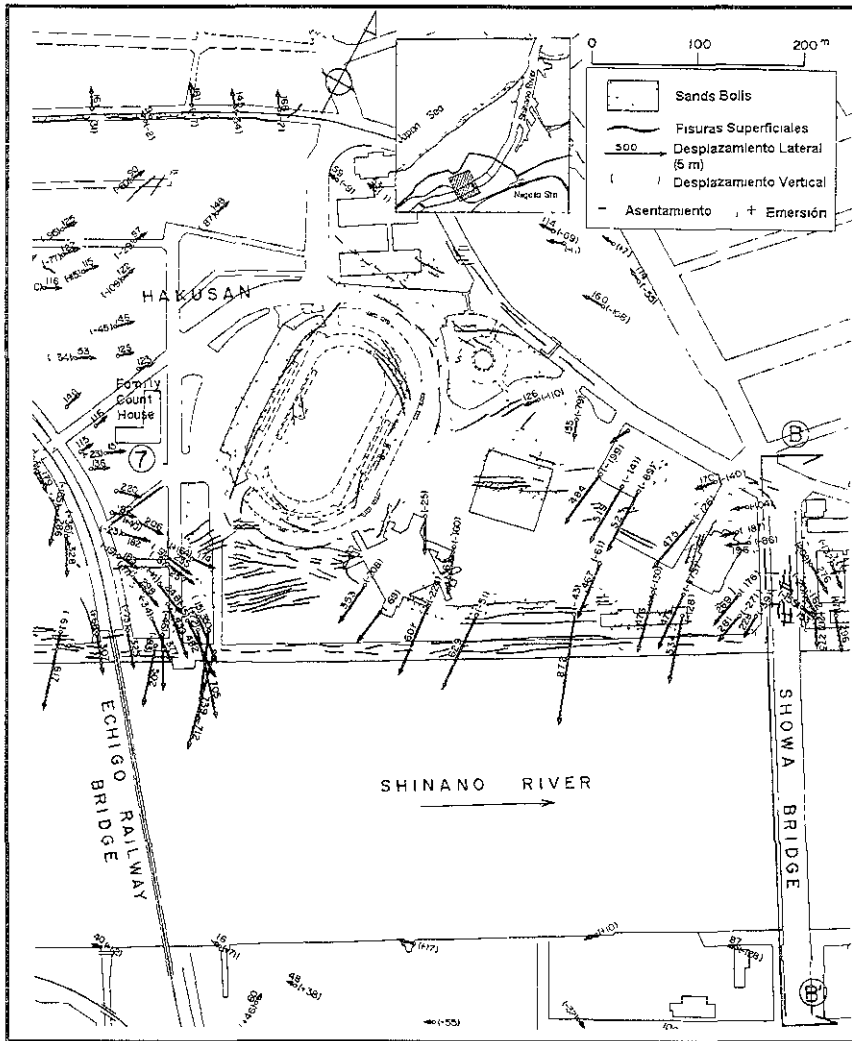


FIGURA 5.34 Desplazamientos laterales permanentes en el área de aguas arriba de Shinano River (Hamada, 1992).

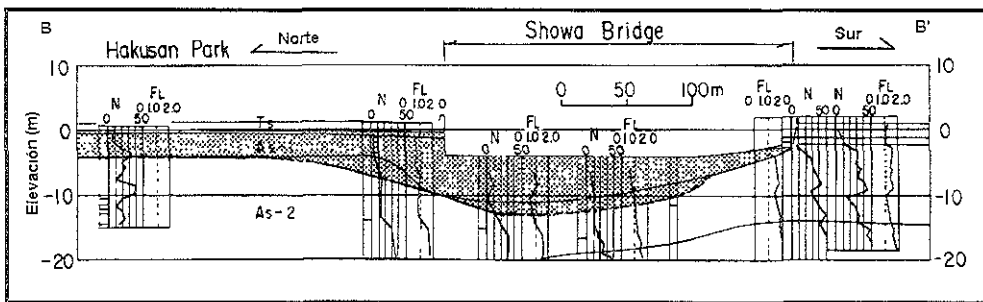


FIGURA 5.35 Condiciones del suelo, estimación del perfil de licuación y desplazamientos laterales presentados en Showa Bridge, 1964 (Hamada, 1992).

5.5.5 Predicción analítica de desplazamientos laterales en Showa Bridge.

El proceso analítico es el siguiente:

1. El mecanismo de desplazamientos laterales propuesto en este trabajo para taludes con superficie libre es muy razonable con respecto al que se presentó en Showa Bridge, por ello se aplica el modelo mostrado en la figura 5.35 con las simplificaciones discutidas abajo.
2. El segundo paso es definir el modelo de comportamiento esfuerzo deformación cortante; en el caso de Showa Bridge, se analizan las dos alternativas, tanto con el modelo de Newmark y el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizante de Newmark

Los datos que requiere el programa Laspred 1D son los siguientes:

- Peso volumétrico equivalente de la arena fue aproximadamente (Hamada, 1992):

$$\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$$

- Se define que el tipo de talud representativo para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales en Showa Bridge es un talud con superficie libre. Con esto se considera que la altura de superficie libre utilizada en el proceso de cálculo es aproximadamente de:

$$H_f \approx 10 \text{ m}$$

- El ángulo de inclinación del cuerpo de talud se considera $\beta = 90^\circ$.
- La resistencia cortante de fluencia utilizada se define en función de una correlación de los parámetros de resistencia de punta, resistencia SPT, esfuerzo vertical efectivo a una profundidad media de 5 m, $\sigma'_{\text{medio}} = 45 \text{ kPa}$, con respecto a los diferentes casos historia estudiados (Baziar y Dobry, 1995); finalmente se define que $\tau_{\text{Y}} = 2.5 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 45 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86^\circ) = 2.25 \text{ kPa}$ aplicado en la base del bloque a una profundidad media.
- Finalmente el acelerograma que se utiliza en el análisis, es una señal de tipo senoidal cuyas características son las siguientes, amplitud de aceleración máxima fue de 0.16g, frecuencia fundamental de 1 Hz y 20 ciclos de amplitud constante senoidal ($M_W = 7.5$, Hamada, 1992).

Los resultados analíticos que se obtiene con el modelo de Newmark utilizando los datos antes señalados son mayores que los desplazamientos medidos en campo, 4.15 m; por ello se realiza un análisis utilizando el modelo dilatante.

Análisis con el modelo del bloque deslizando con dilatación.

El análisis que se realiza con el modelo dilatante tiene como objetivo principal visualizar la magnitud de los parámetros de dilatación apropiados para definir un desplazamiento aproximado al que se registro en campo, y compararlos con los niveles de deformación cortante y relación de dilatación que se definieron en el análisis de sensibilidad realizado en el capítulo anterior de la presente tesis.

Todos los parámetros definidos en el análisis con el modelo de Newmark se mantienen, solo se varía la magnitud de los parámetros de dilatación para cumplir con el propósito antes mencionado. Después de una serie de iteraciones, solo se presentan la propuestas optima:

Propuesta 1:

- Deformación cortante de fluencia = 0.5%
- Relación de Dilatación = 1 kPa/%
- Desplazamiento lateral que se predice = 4.014 m \approx 4 m

En estos resultados se puede observar claramente que la magnitud de los parámetros de dilatación son bastante razonables con respecto a los definidos en el análisis de sensibilidad. Finalmente en la figura 5.36 se muestran los resultados analíticos de la propuesta analítica.

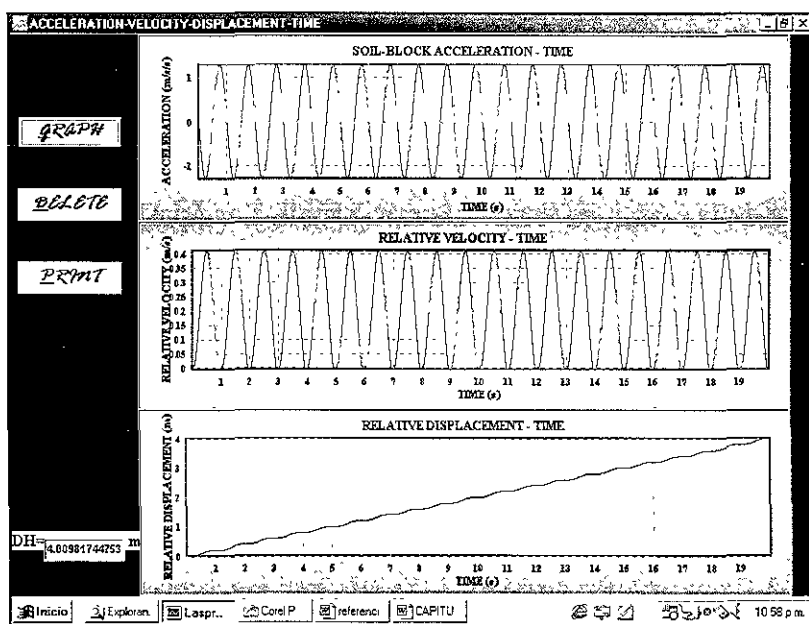


FIGURA 5.36 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con $\gamma_f=0.5\%$ y $M=1$ kPa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en Showa Bridge, Niigata, Japón, 1964.

5.5.6 Predicciones Empíricas para el caso de Showa Bridge.

- De acuerdo a las recomendaciones empíricas proporcionadas por Bartlett y Youd (1995), para taludes con superficie libre, se presentarían los siguientes desplazamientos:

$$\text{Log } DH = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

Datos:

M: Magnitud del sismo $M_W = 7.5$

R: Distancia horizontal más cerca de la fuente de energía sísmica o a la falla de ruptura = 21 km, (Hamada, 1992).

W: Relación de superficie libre $(H/Lx 100) = 8 \%$ (Bartlett y Youd, 1992b)

H: Altura de la superficie libre.

L: Distancia desde la superficie libre al nivel de agrietamiento.

T₁₅: Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 10$ m, (Hamada, 1992).

F₁₅: Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 10 \%$, (Bartlett y Youd, 1992b).

(D₅₀)₁₅: Promedio de D₅₀ en $T_{15} = 0.31$ mm, (Bartlett y Youd, 1992b).

D_H = 3.03 m < 4 m

5.6 Resumen y análisis de resultados de casos historia.

Una vez realizado el análisis de desplazamientos laterales en diferentes casos historia, en la tabla 5.1 se sintetizan todos los parámetros reportados para cada uno de ellos.

TABLA 5.1 Resumen de resultados analíticos de desplazamientos laterales en casos historia ocurridos en diferentes partes del mundo.

CASO HISTORIA	Dr (%)	N* (b/ft)	qc (MPa)	γ _{eq.} (kN/m ³)	H (m)	σ' Medio (kPa)	τ _y (kPa)	% Finos	D ₅₀ (mm)	D _{HM} (m)	D _{HN} (m)	γ _y (%)	M (kPa/%)	D _{HP} (m)	τ Est. (kPa)	D _{HE} (m6)	M _w	a _{máx} ² (m/s ²)
Manzanillo, 1995	40	4	0.75	15	12	30	2.2	12	0.35	2.0	4.15	0.6 0.8	3.0 4.0	2.08 2.07	1.5	8.06	8.0	0.35
Wildlife, 1987	65	5	2.1	19	3.5	27.75	1.5	33	0.08	0.18	0.33	0.2 0.3	8.0 9.2	0.2 0.22	1.38	0.05	6.5	0.18
Heber Road, 1979	34	1	2.5	25	4	44.0	3.0	15	0.11	2.44	5.67	0.7	1.7	2.45	2.19	0.37	6.5	0.8
Showa Bridge, 1964	43	4.8	~	19	10	45.0	2.5	10	0.3	4.0	4.2	0.5	1.0	4.01	2.25	3.03	7.5	0.2
Snow River Bridge 605A, 1964	44	6	~	18.9	9.0	40	2.4	20	0.83	3.1	35.7	0.3	11	3.2	2.0	20.1	9.2	0.37

Donde:

D_r = Densidad Relativa.

N^* = Resistencia SPT (golpes/pie) del estrato potencialmente licuable.

q_c = Resistencia de punta (CPT) del estrato potencialmente licuable.

$\gamma_{Eq.}$ = Peso volumétrico del material licuado (kN/m^3).

H_L = Espesor que sufre licuación (m).

σ'_{Medio} = Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad media del bloque analizado (kPa).

τ_Y = Resistencia cortante de fluencia (kPa).

γ_Y = Deformación cortante de fluencia (%).

M = Relación de dilatación (kPa/%).

D_{HM} = Desplazamiento lateral medido en campo (m).

D_{HN} = Desplazamiento lateral definido con el modelo de resistencia cortante de fluencia Constante.

D_{HP} = Desplazamiento lateral definido con el modelo dilatante (m).

D_{HE} = Desplazamiento lateral definido empíricamente (Bartlett y Youd, 1992b).

$\tau_{Est.}$ = Cortante estático definido a una profundidad media del bloque analizado (kPa).

M_w = Magnitud momento.

$a_{m\acute{a}x}$ = Aceleración máxima (m/s^2).

Las conclusiones y correlaciones más importantes que se observaron en los resultados del análisis de casos historia de desplazamientos laterales debidos a licuación se describen en las siguientes líneas.

En la figura 5.37 se muestra la correlación existente entre los valores de SPT-N (golpes/pie) con la densidad relativa. Se observa que la densidad se incrementa cuando el valor de N incrementa. El comportamiento de los resultados es común a lo observado en muchos estudios realizados por diversos investigadores, entre ellos podemos mencionar a Cubrinovski e Ishihara (1999). Con esto se concluye que los valores de SPT-N es un parámetro de campo que se relaciona de manera directa con la densidad relativa, y esta a su vez se relaciona con otros parámetros que son factores importantes que protagonizan el fenómeno de los desplazamientos laterales, como se explica a continuación.

En la figura 5.38 se presenta la correlación obtenida entre la densidad relativa del material y el espesor que sufrió licuación durante cada evento sísmico. En este gráfico se observa que el espesor incrementa al disminuir la densidad relativa del material; sin embargo, en el caso de Heber Road el espesor total de material potencialmente licuable fue de 4 m, cuyo espesor total experimentó licuación durante el sismo (Youd y Bennett, 1983). Este comportamiento se ha observado en ensayos en centrífuga usando la arena de Nevada; sin embargo, no podemos generalizar lo mostrado en la figura 5.38. Simplemente se puede señalar que el espesor susceptible a licuación tiende a aumentar al disminuir la densidad relativa e incrementar la magnitud del sismo.

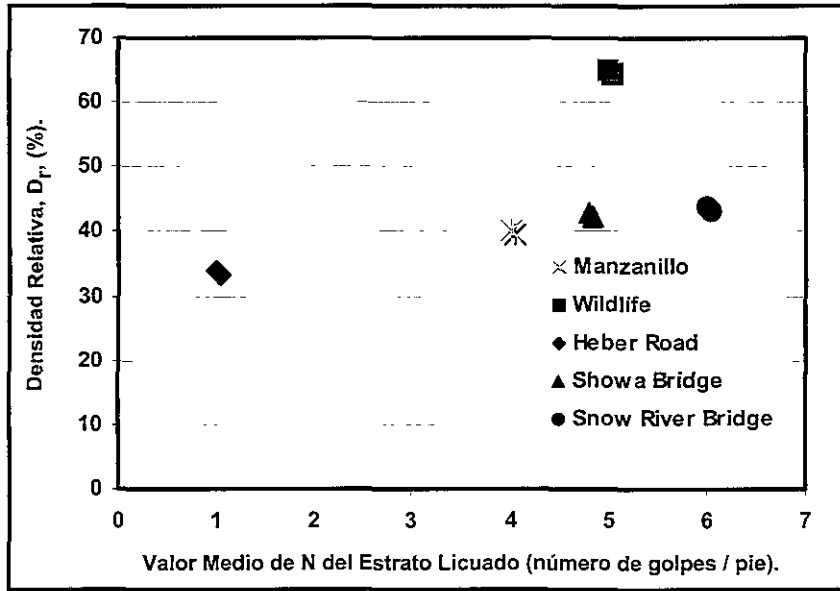


FIGURA 5.37 Correlación entre el valor de SPT-N con la densidad relativa para diferentes suelos.

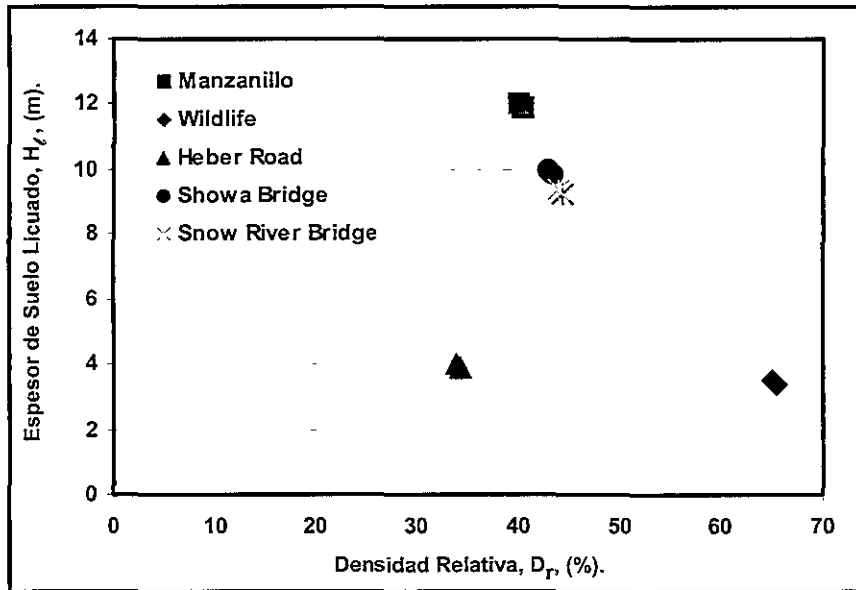


FIGURA 5.38 Correlación entre la densidad relativa del material y el espesor de licuación experimentado durante diferentes eventos sísmicos.

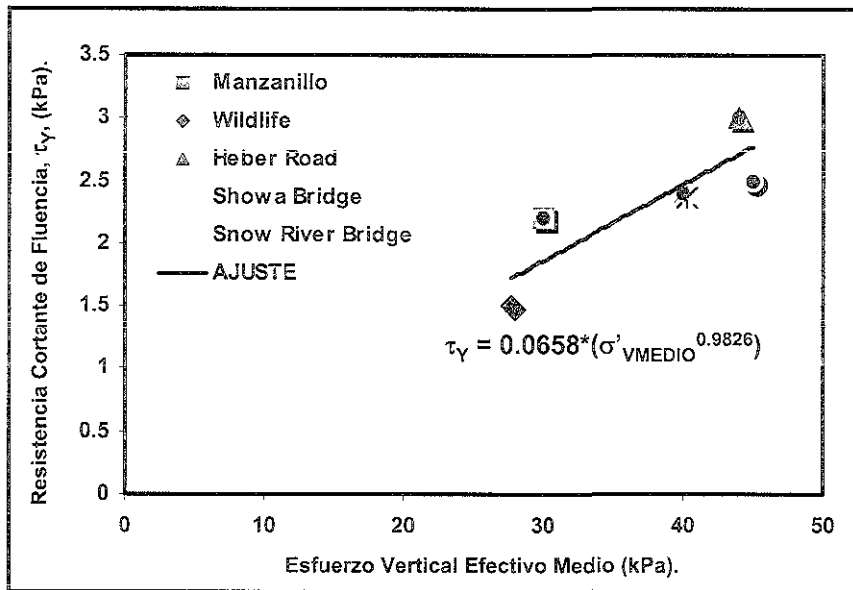


FIGURA 5.39 Correlación entre la resistencia cortante de fluencia y el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad media del bloque analizado en diferentes casos de desplazamientos laterales.

En la figura 5.39 se muestra la correlación que presenta la resistencia cortante de fluencia con el esfuerzo vertical efectivo medio obtenida de diferentes casos historia de desplazamientos laterales. En estos resultados se observa una clara relación, aproximadamente lineal, entre estos dos parámetros. Al analizar la magnitud de la resistencia cortante de fluencia para diferentes niveles de esfuerzos verticales efectivos, se observa un rango bastante reducido, sin importar de manera trascendente algunos otros factores como lo son la densidad relativa o porcentaje de finos, es decir, cuando el material llega a un estado estable de deformación su resistencia residual esta regida por el nivel de esfuerzo verticales efectivos, como se ha observado en laboratorio. La resistencia cortante de fluencia es un factor protagónico en los desplazamientos laterales, por lo cual debemos conocer su sensibilidad que afortunadamente es muy pequeña y que puede correlacionarse razonablemente en la práctica con el nivel de esfuerzos verticales efectivo medio, σ'_{VMEDIO} , éste fue definido anteriormente. De acuerdo a los resultados presentados en la figura 5.39, se propone la siguiente expresión para definir el esfuerzo cortante de fluencia, la cual es muy cercana al intervalo establecido por Baziar y Dobry (1995) de $\tau_Y = 0.04 \sigma'_{V0}$ a $\tau_Y = 0.2 \sigma'_{V0}$, donde σ'_{V0} es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad media del espesor susceptible a licuación.

$$\tau_Y = 0.0658 (\sigma'_{VMEDIO})^{0.9826} \quad (5.01)$$

En todos lo casos estudiados, aunque relativamente pudieran ser insuficientes, no existe una clara relación entre los parámetros de dilatación y cualesquier otro factor participante en el fenómeno de los desplazamientos laterales, a excepción de la relación presentada con la densidad relativa, figuras 5.40 y 5.41. Con respecto a la primera de estas gráficas, parece definirse con claridad una correlación entre el nivel de deformación cortante de fluencia y la densidad relativa, sin embargo, debemos tener presente que el número de casos estudiados es reducido, y por tanto no podemos unificar o generalizar un criterio en base a

la densidad relativa. En lo que respecta a la relación de dilatación, nuevamente no se observa ninguna correspondencia con otro parámetro involucrado en el fenómeno de los desplazamientos laterales (tabla 5.1), a salvo con la densidad relativa. En la figura 5.41 se presenta la relación definida entre el módulo de dilatación y densidad relativa. Esta relación presenta la misma limitación comentada en el párrafo anterior con respecto a la deformación cortante de fluencia. Sin embargo, el comportamiento general de los parámetros de dilatación coincide con el reportado por Yasuda et al. (1991), es decir, el nivel de deformación cortante de fluencia disminuye al incrementar la densidad relativa, y la relación de dilatación incrementa al aumentar la densidad relativa.

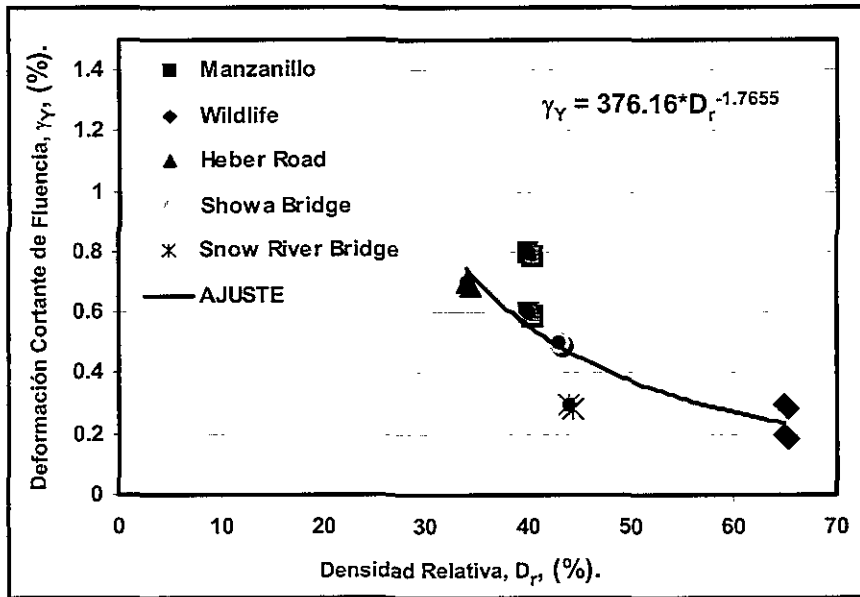


FIGURA 5.40 Correlación entre la densidad relativa del material y el nivel de deformación cortante de fluencia.

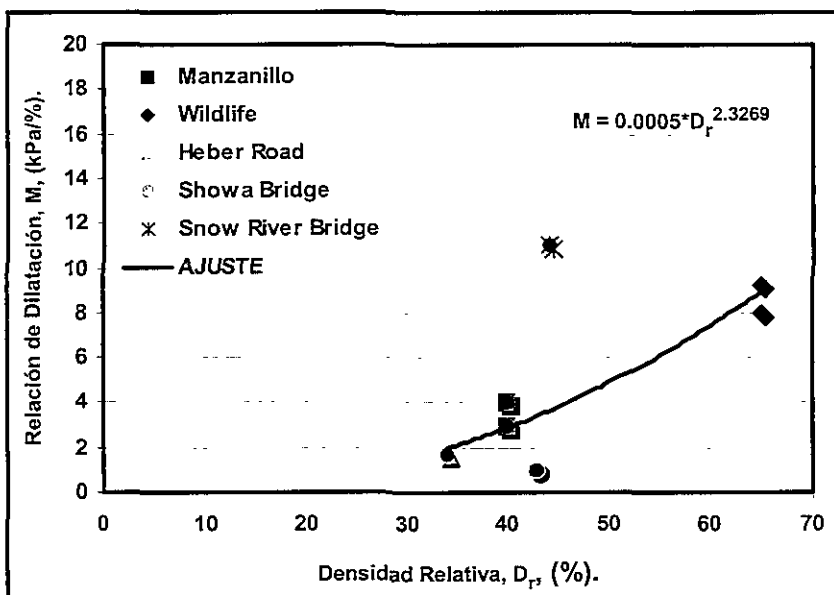


FIGURA 5.41 Correlación entre la densidad relativa del material y la relación o módulo de dilatación.

A pesar de la limitaciones señaladas, lo definido anteriormente puede ser una referencia sobre la magnitud de los parámetros de dilatación que pudieran utilizarse en casos prácticos. Con base en los resultados presentados en las figuras 5.40 y 5.41 se proponen las siguientes expresiones como una alternativa para definir los parámetros de dilatación.

$$\gamma_y = 376.16 * D_r^{-1.7655} \quad (5.02)$$

$$M = 0.0005 * D_r^{2.3269} \quad (5.03)$$

Finalmente, en las figuras 5.42, 5.43 y 5.44 se comentan los resultados obtenidos con el modelo de Newmark, predicciones empíricas (Bartlett y Youd, 1992), y el modelo dilatante. Como puede observarse en la figura 5.42 los desplazamientos laterales que predice el modelo de Newmark (resistencia cortante de fluencia constante) son muy superiores a los medidos en campo, aproximadamente un 100% para la mayoría de los casos analizados. Los resultados obtenidos con las expresiones empíricas propuestas por Bartlett y Youd (1992), predicen desplazamientos muy similares a los medidos en campo; esto ocurre para los casos involucrados en el análisis de regresión lineal realizado como una etapa anterior a la propuesta de expresiones empíricas. Un ejemplo de esto es el caso de Wildlife, Imperial County, California, figura 5.43. Sin embargo, para el caso de Manzanillo se predicen desplazamientos muy exagerados con respecto a los medidos en campo. Con esto se puede observar que las expresiones empíricas están muy limitadas.

En la figura 5.44 se muestran los resultados obtenidos con el modelo dilatante, en este se observa una clara correspondencia con las mediciones en campo. Como conclusión puede señalarse razonablemente que la presencia del fenómeno de dilatación gobierna la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación.

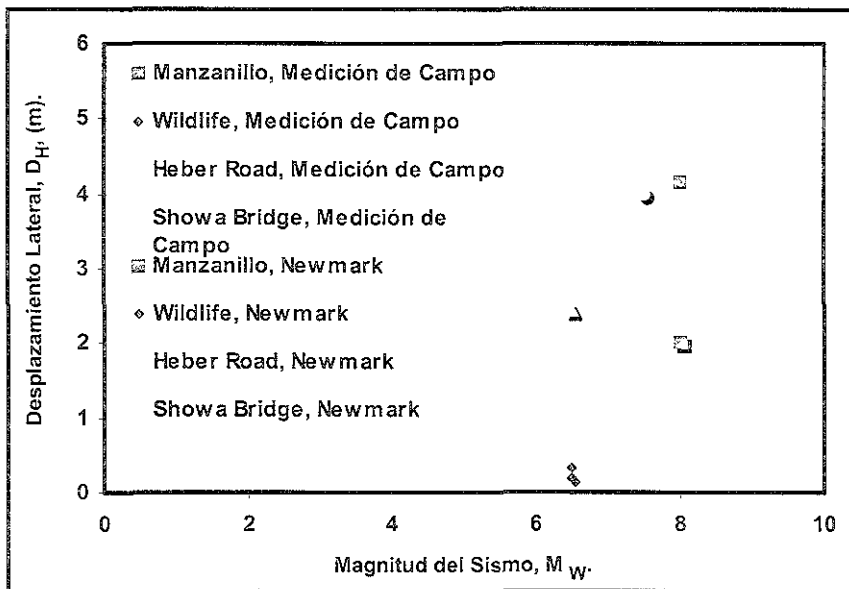


FIGURA 5.42 Comparación de las predicciones del modelo de Newmark con respecto a lo medido en campo para diferentes casos historia.

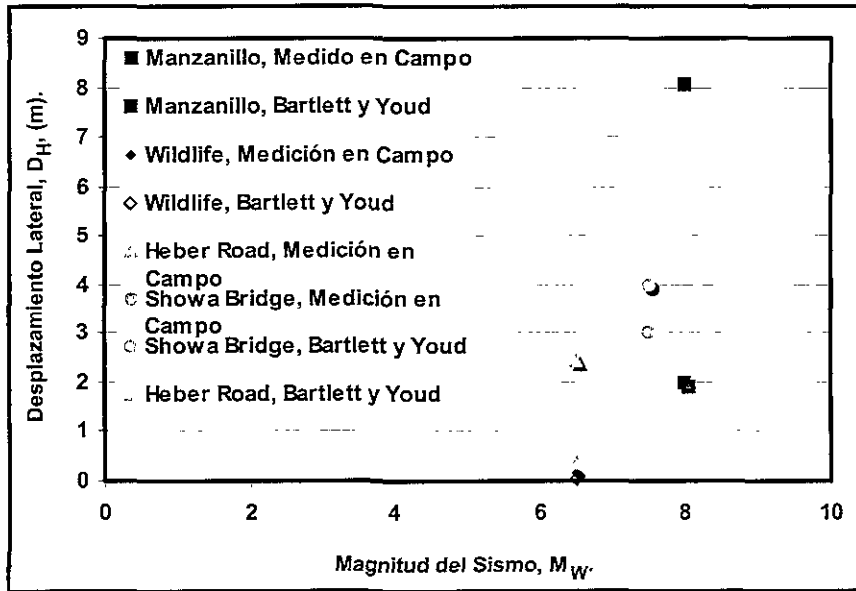


FIGURA 5.43 Comparación de las predicciones empíricas (Bartlett y Youd, 1992) con respecto a lo medido en campo para diferentes casos historia.

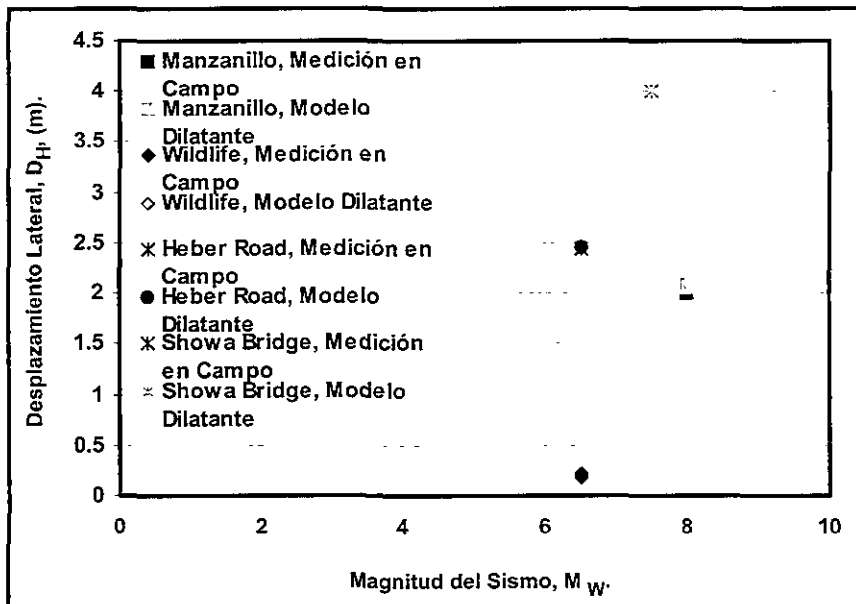


FIGURA 5.44 Comparación de las predicciones del modelo dilatante con respecto a lo medido en campo para diferentes casos historia.

Con todos los resultados obtenidos en el capítulo IV y V, se establece una metodología razonable para predecir desplazamientos laterales debidos a licuación:

- Primero se define el posible mecanismo de desplazamientos laterales, para esto se proponen dos mecanismos con una aplicación bastante clara cada uno de ellos, desplazamientos en taludes infinitos y desplazamientos en taludes con superficie libre.
- El segundo paso, es definir el modelo de comportamiento esfuerzo-deformación, aquí se presentan dos alternativas, modelo de resistencia cortante de fluencia constante y modelo dilatante. En esta etapa se recomienda realizar el análisis con ambos modelos, con el objetivo de hacer comparación de los niveles de discrepancia que se pueden tener en un sitio en particular.
- Como tercer paso, es necesario definir la susceptibilidad a licuación y características topográficas del sitio:
 - Peso volumétrico equivalente, el cual se definió como aquel que produce un nivel de esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de licuación iguales a los que producen los diferentes estratos potencialmente licuables.
 - Espesor susceptible a licuación, este se define haciendo uso de un análisis de susceptibilidad a licuación en función de resultados de ensayos de campo, ya sea perfiles de SPT, velocidad de ondas cortantes, etc. Es importante señalar que esta altura en el caso de desplazamientos en superficie libre puede ser mayor o menor a la altura de la superficie misma, es decir, al nivel de la cama del río o canal, etc.
 - El gradiente superficial, puede ser utilizado como la inclinación del bloque para el caso de taludes sin superficie libre. Para el caso de taludes con superficie libre no es necesario especificarlo en el programa, ya que utiliza una correlación empírica.
- El cuarto paso sería definir los parámetros mecánicos del depósito a analizar, resistencia cortante de fluencia, nivel de deformación cortante de fluencia y relación de dilatación. Para definir la magnitud de estos parámetros, lo ideal sería realizar ensayos de laboratorio (ensayos de corte simple cíclico). Sin embargo, en la presente tesis se han observado correlaciones interesantes entre estos parámetros y otros con menor complejidad en su obtención.
 - Para definir la resistencia cortante de fluencia puede utilizarse la ecuación 5.01.
 - En lo que respecta a la correlación de los parámetros de dilatación, pueden utilizarse las expresiones 5.02 y 5.03 para establecer la deformación cortante de fluencia y la relación de dilatación, respectivamente.
- Finalmente el quinto paso es definir la señal que se utiliza en el análisis, con el objetivo de realizar predicciones puede investigarse la existencia de registros de aceleración de la zona; o definir la aceleración máxima registrada, frecuencia, y magnitud de sismos anteriores con el objetivo de crear una señal senoidal y utilizarla en el análisis.

5.7 Conclusiones.

En este capítulo hemos analizado algunos casos reales de desplazamientos laterales, sobre los cuales se ha aplicado el mecanismo de desplazamientos en superficie libre. La definición del uso de los modelos se ha basado en las evidencias del comportamiento del material en condiciones de licuación, y en otros casos se han propuesto parámetros de dilatación con el objetivo de definir los desplazamientos medidos en campo (análisis inverso), siempre que los desplazamientos calculados con el modelo de resistencia cortante constante excedieran a los medidos en campo. El objetivo principal de lo anterior era visualizar la magnitud de los parámetros de dilatación y poder correlacionarlos con otras propiedades físicas y/o mecánicas de los sitios analizados.

Una de las evidencias contundentes del comportamiento dilatante de un depósito de suelo que experimenta licuación durante un evento sísmico, es el caso de Wildlife. En este caso al realizar el análisis de desplazamientos con el modelo dilatante, se confirma que el fenómeno de dilatación es un factor determinante en la magnitud de los desplazamientos laterales presentados el 24 de Noviembre de 1987, además, se definen resultados bastante aceptables con respecto a los medidos en campo. Sin embargo, también se realiza el análisis con el modelo de Newmark (resistencia cortante de fluencia constante), obteniéndose desplazamientos mayores en un 80% con respecto a los medidos en campo. Con esto se verifican las premisas discutidas en capítulos anteriores, es decir, se establece que el incremento de la resistencia cortante de fluencia debido al fenómeno de dilatación no es un factor que puede despreciarse en la predicción de los desplazamientos laterales debidos a licuación.

En lo que respecta a la exactitud en la definición de los parámetros de dilatación, hemos visto que el posible error que tengamos al precisar cada uno de ellos, se refleja de manera poco relevante en la magnitud de los desplazamientos laterales, como se observa en el caso de Wildlife Site y en el análisis de sensibilidad.

Hemos visto la gran limitación que presentan los métodos empíricos en la predicción de desplazamientos laterales de un caso aleatorio, proporcionando magnitudes bastante incongruentes con la sucedido en la realidad y lo estimado con el programa Laspred 1D.

Los dos mecanismos de deslizamiento (superficie libre y talud infinito), así como los dos modelos tratados han sido analizados y aplicados a casos reales de desplazamientos laterales con depósitos de suelo muy diferentes tanto en condiciones topográficas, como en propiedades físicas y mecánicas, y características sismológicas y geológicas diferentes; sin embargo, se han obtenido resultados bastante aceptables en su predicción, lo cual nos indica que la propuesta realizada en esta tesis es muy razonable.

Se ha observado que los resultados analíticos obtenidos para el caso de Wildlife, el comportamiento dilatante esfuerzo-deformación y aceleración de fluencia-tiempo sólo se registra en el sentido del movimiento lógico (cuesta abajo del talud analizado), mientras que lo reportado por Zhegal y Elgamal (1994) exponen un comportamiento dilatante en ambos sentidos. Esta incongruencia en los resultados se puede explicar en dos sentidos, primero, en el reporte realizado por ellos muestran los registros de exceso de presión de

poro a una profundidad de 2.9 m, y los registros de aceleración ubicados en superficie y a 7.5 m, los cuales son interpolados linealmente e integrados dos veces para obtener los niveles de deformación cortante promedio, aproximadamente a 3 m. En estos resultados no se observan dos disminuciones en un ciclo en el registro de exceso de presión de poro, si no solo una, por lo que podríamos argumentar que la dilatación solo se presenta en un sentido, y este lógicamente es en dirección del movimiento máximo. Por otro lado los resultados analíticos se pueden fundamentar con lo siguiente, los registros de deformaciones cortantes-tiempo expuestos por Zhegal y Elgamal (1994) a una profundidad de 2.9 m presentan una simetría con el tiempo, recordando que las deformaciones cortantes se obtienen de la integración de los registros de aceleración, los cuales fueron filtrados (high-pass) con el objetivo de eliminar bajas frecuencias, con esto se estarían descartando las deformaciones permanentes, que no son contempladas en sus análisis, es decir, las deformaciones permanentes no son adicionadas con las deformaciones cíclicas, por lo que se estaría disminuyendo los niveles de deformaciones cortantes en un sentido, inhibiendo de esta manera al fenómeno de dilatación presentado a grandes deformaciones cortantes. Con esta explicación argumentamos la asimetría del registro de esfuerzo-deformación cortante obtenido analíticamente.

CAPÍTULO 6.

CONCLUSIONES GENERALES

6. Conclusiones Generales.

En el desarrollo de este trabajo se realizaron un conjunto de verificaciones, y aportaciones, las cuales se comentan a continuación:

1. Por medio de la propuesta analítica analizada en esta tesis, se ha visualizado la influencia de algunos factores que influyen en la magnitud de los desplazamientos laterales como son:

a) Factores sísmicos.

- Magnitud del sismo.
- Duración del sismo.
- Frecuencia del sismo.

b) Factores geológicos y topográficos.

- Espesor de los estratos con alta susceptibilidad a licuación.
- El gradiente de la superficie en taludes sin superficies libres.
- Altura de la superficie libre.

c) Características del suelo.

- Resistencia cortante de fluencia, es decir, resistencia en condiciones de licuación antes de la presencia de la dilatación.
 - Peso volumétrico del suelo potencialmente licuable.
 - El fenómeno de dilatación:
 - o Nivel de deformación cortante de fluencia, γ_f
 - o Relación de dilatación de la curva esfuerzo-deformación cortante después del nivel de deformación cortante de fluencia, M .
2. De todos los factores antes señalados, el espesor de licuación es uno de los parámetros más sensibles en la variación de los desplazamientos laterales, por lo que debe definirse con la mayor precisión posible.
3. La influencia de la variación del peso volumétrico del material licuado es importante, sin embargo, es un parámetro con muy poca incertidumbre en su definición.
4. Las fuerzas gravitacionales y fuerzas de inercia son dos conceptos que tienen indiscutiblemente una función importante en el fenómeno de los desplazamientos laterales.
5. Se retoma el método del bloque deslizante, por su simplicidad y la factibilidad de involucrar la mayor parte de los parámetros que influyen en el fenómeno de los desplazamientos laterales.

6. Se concluye que el modelo del bloque deslizante de Newmark (resistencia cortante de fluencia constante) no debe ser usado en la predicción de los desplazamientos laterales sin incluir el comportamiento dilatante de las arenas.
7. Se puede señalar que la correlación propuesta para definir los niveles de deformación cortante, es una alternativa adecuada para tomar en cuenta el comportamiento dilatante de los suelos granulares.
8. Los mecanismos de deslizamientos incluidos en el procedimiento analítico propuesto son congruentes, en términos generales, con los observados en ensayos de laboratorio y casos historia.
9. El modelo de resistencia cortante de fluencia constante (tipo Newmark) difiere considerablemente con el modelo dilatante. En el intervalo en que varían los parámetros, esta discrepancia es más importante para valores de frecuencia menores de 2 Hz, y amplitudes de aceleración máxima mayores a 0.2g.
10. De acuerdo a los casos reales de desplazamientos laterales estudiados en esta tesis haciendo uso de un análisis inverso, hemos observado que el fenómeno de dilatación es un factor determinante en la magnitud de los desplazamientos laterales máximos registrados, ya que el modelo de comportamiento de resistencia residual constante predice desplazamientos excesivos con respecto a los registrados en campo.
11. Debe quedar claro que las expresiones que se proponen para definir la resistencia cortante del suelo licuado, y parámetros de dilatación, no son un criterio unificador, pero sí son una alternativa razonable para ser utilizada en la práctica; ya que son el resultado del análisis de diferentes casos de desplazamientos laterales caracterizados por distintas condiciones sismológicas, geológicas, y topográficas.
12. En el caso de Wildlife Site, Imperial County, California, la presencia del fenómeno de dilatación fue bastante claro. El modelo modificado produce resultados bastante congruentes con lo medido en campo después del sismo de Superstition Hills en 1987; sin embargo, el modelo de Newmark define desplazamientos mayores en 80 % con respecto a los registrados en campo.
13. El método empírico propuesto Bartlett y Youd (1995) predicen desplazamientos bastante incongruentes para los casos reales analizados en esta tesis, excepto en algunos casos incluidos en el análisis de regresión realizado por ellos para postular sus expresiones empíricas.
14. El grado de incertidumbre al definir los parámetros de dilatación, alteran la predicción en un nivel bastante bajo al utilizar acelerogramas; sin embargo, el análisis de sensibilidad realizado con señales senoidales muestran una influencia un poco mayor.
15. El comportamiento dilatante es más importante cuando el esfuerzo cortante de fluencia es menor a 4 kPa, y tiende a despreciarse para valores de esfuerzo cortante mayores a 8 kPa.

16. Como referencia de los resultados del análisis de los casos historia se verifica que el rango de los parámetros de dilatación es aproximadamente de $\gamma_V = 0.1\%$ a $\gamma_V = 1\%$, y $M = 2$ kPa a $M = 10$ kPa. En este rango los modelos de tipo Newmark y modificado reflejan la mayor discrepancia. Esto es una evidencia más que argumenta la utilización del modelo dilatante.
17. El análisis de sensibilidad realizado en esta tesis nos ha permitido visualizar el posible intervalo de la resistencia cortante de fluencia, siendo este de 0.5 kPa a 10 kPa, resultando muy razonable con respecto a los valores reportados en diferentes casos historia de desplazamientos laterales.
18. Se establece una metodología razonable para predecir desplazamientos laterales debidos a licuación.
19. La presente metodología no es recomendable aplicarla a depósitos en los que se identifique un estrato de suelo intermedio susceptible a experimentar licuación, es decir, la aplicación al caso en que se tienen depósitos caracterizados por suelos limo arcillosos o arcillas limosas con espesores importantes (mayores a 2 m) envolviendo a un estrato de suelo potencialmente licuable. Esta limitación se señala, ya que las bases tratadas en esta tesis no consideran el comportamiento de suelos estratificados.

Posibles investigaciones futuras:

- Realización de ensayos de corte simple cíclico en diversas arenas con diferentes porcentajes de finos, densidades, y estratigrafía. Esto con el objetivo de estudiar a fondo el comportamiento dilatante y la relación de los parámetros de dilatación, definidos en la presente tesis, con otras propiedades físicas y/o mecánicas de los suelos y poder unificar criterios en el comportamiento dilatante de arenas durante el fenómeno de licuación.
- Investigación de otros mecanismos de deslizamiento.
- Postular una alternativa analítica para poder definir perfiles de desplazamientos laterales a lo largo de un depósito de suelo susceptible a licuación.

7. Referencias.

1. Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G. A. y Chameau, J. L. (1988). "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No. 10, October, pp. 1089-1109.
2. Arulanandan, K. y Scott, R. F. (1993). "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies", Vol. 1-2, Conference Proceedings, Davis, California, October, Balkema, Rotterdam.
3. Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M. y Fruth, L. S. (1992). "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies, Laboratory Testing Program, Soil Data Report", The Earth Technology Corporation, Project No. 90-0562, Irvine, California.
4. Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1992). "Empirical Analysis of Horizontal Ground Displacement Generated by Liquefaction Induced Lateral Spreads", Tech. Rep. NCEER 92-0021, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., SUNY-Buffalo, Buffalo, N. Y.
5. Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1992b). "Case Histories of Lateral Spreads Caused by the 1964 Alaska Earthquake", Tech. Rep. NCEER 92-0002, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., SUNY-Buffalo, Buffalo, N. Y., pp. 2-1 – 2-127.
6. Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1995). "Empirical Prediction Liquefaction-Induced Lateral Spread", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 4, pp. 316-329.
7. Baziar, M. H. (1991). "Engineering Evaluation of Permanent Ground Deformation Due to Seismically-Induced Liquefaction", Ph. D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.
8. Baziar, M. H., y Dobry, R. (1995). "Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 896-906.
9. Been K. y Jefferies M. G. (1985). "A state parameter for sands", Geotechnique 35, No. 2, 99-112.
10. Bennett, M. J., McLaughlin, P. V., Sarmiento, J. S., y Youd, T. L. (1984). "Geotechnical Investigation of Liquefaction Sites, Imperial Valley, California", Open-file Rep. 84-252, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.
11. Bishop, A. W. (1954). Correspondence on "Shear Characteristics of a saturated Silt, Measured in Triaxial Compression", by Penman, A. D. M. Geotechnique, Vol. 4, pp. 43-45.

12. **Borrero, J., Ortiz, M., Titov, V., y Synolakis (1997).** “Field Survey of Mexican Tsunami Produces New Data, Unusual Photos”, *Eos, Transactions, AGU*, Vol. 78, No. 8, pp. 85,87 y 88.
13. **Casagrande, A. (1936).** “Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills”, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, January, pp. 13-32.
14. **Castro, G. (1969).** “Liquefaction of Sands”, *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 81, Cambridge, Mass.
15. **Castro, G. (1975).** “Liquefaction of Cyclic Mobility of Saturated Sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT6, Junio, pp. 551-569.
16. **Castro, G. y Poulos, S. J. (1977).** “Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT6, Junio, pp. 501-516.
17. **Coulter, M., y Miglaccio, LL. (1966).** “Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska”, *Professional Paper 542-C, U.S. Geological Survey, U.S. Department of the Interior*, Washington, D.C.
18. **Courboux, F., Singh, S. K., Pacheco, J. F., y Ammon, C. J. (1997).** “The 1995 Colima-Jalisco, Mexico, Earthquake ($M_w=8.0$): A Study of the Rupture Process”, *Geophys. Res. Let.*, Vol. 24, No. 9, Mayo, pp. 1019-1022.
19. **Cubrinovski, M., y Ishihara, K. (1999).** “Empirical Correlation Between SPT N-Values and Relative Density for Sandy Soil”, *Soil and Foundations*, Vol. 39, N°. 5, pp. 61-71.
20. **Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. y Powell, D. (1982).** “Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquake by the Cyclic Strain Method”, *National Bureau of Standards, Building Science Series 138, U.S. Department Commerce*, Julio.
21. **Dobry, R., Elgamal, A.-W., Baziar, M. H., y Vucetic, M. (1989).** “Pore Pressure and Acceleration Response of Wildlife Site During the 1987 Earthquake”, *Proceedings, Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Niagara Falls, New York*, pp. 145-160.
22. **Dobry, R., y Taboada, V. M. (1994).** “Possible lessons from VELACS Model No. 2 Results”, *Verifications of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Arulanandan & Scott (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 1341-1368.
23. **Dobry, R., Taboada, V., y Liu, L. (1995).** “Centrifuge Modeling of Liquefaction Effects During Earthquake”, *Proceeding, First Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan*.

24. Escobedo, D., Pachaco, J., y Suárez, G. (1997). "Teleseismic Body-Wave Analysis of the October 9, 1995 ($M_W=8.0$), Colima-Jalisco, Mexico Earthquake, and its Largest Foreshock and Aftershock", Aceptado en Geophys. Res. Let.
25. Evans, M. D., y Seed, H. B. (1987). "Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels: The Effects of Membrane Compliance", Report UCB/EERC-87/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Cal.
26. Fiegel, G. L., y Kutter, B. L. (1994). "Liquefaction-Induced Lateral Spreading of Mildly Sloping Ground", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2236-2243.
27. Florin, V. A. y Ivanov, P. L. (1961). "Liquefaction of Saturated Sandy Soils", Proceeding, 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 107-111.
28. Haag, E. D. y Stokoe, K. H. II (1985). "Laboratory Investigation of Static and Dynamic Properties of Sandy Soils Subjected to the 1981 Westmorland Earthquake", Research Report, Geotechnical Engineering Center, University of Texas at Austin.
29. Haag, E. D., Nazarian, S., y Stokoe, K. H. II (1985). "Seismic Investigation of Five Sites in the Imperial Valley, California, After the 1981 Westmorland Earthquake", Research Report, Geotechnical Engineering Center, University of Texas at Austin.
30. Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., y Emoto, K. (1986). "Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements", Report for the Association for the Development of Earthquake Prediction.
31. Hamada, M. (1992). "Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes", Technical Report NCEER-92-0001, Vol. 1, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
32. Hansen, W. R., Eckel, E. B., Schaem, R. E., Lyle, W. G., y Chance, G. (1966). "The Alaska Earthquake, March 27, 1964: Field Investigations and Reconstruction Effort", U.S.G.S. Professional Paper 541, Government Printing Office, Washington, D. C.
33. Holzer, T. L., Youd, T. L. y Hanks, T. C. (1989). "Dynamic of Liquefaction During the 1987 Superstition Hills, California Earthquake", Science, Vol. 244, pp. 56-59.
34. Hushmand, B., Scott, R. F., y Crouse, C. B. (1991). "In-situ Calibration of USGS Piezometer Installations, Recent Advances in Instrumentation Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics", Geotech. Spec. Pub. No. 29, S. K. Bhatia G. W., and Blaney, eds., ASCE, New York, N.Y.

35. **Hushmand, B., Scott, R. F., y Crouse, C. B. (1992).** "In-Place Calibration of USGS transducer at Wildlife Liquefaction Site, California, USA", Proceedings, 10th World Conf. On Earthquake Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3, pp. 1263-1268.
36. **Ishihara, K., Tatsuoka, F. y Yasuda, S. (1975).** "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses", Soils and Foundation, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.
37. **Ishihara, K. (1985).** "Stability of the Natural Deposits During Earthquake", Theme Lecture, Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, pp. 321-376.
38. **Ishihara, K. (1994).** "Review of the Predictions for Model 1 in the VELACS Program", In K. Arulanandan y R. F. Scott (eds.), Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, pp. 1353-1368. Rotterdam, Balkema.
39. **Ishihara, K. (1997).** "Characteristics of Lateral Spreading in Liquefaction Deposits During the 1995 Hanshin-Awaji Earthquake", ASCE, Vol. 1, No. 1, pp. 23-55.
40. **Iwasaki, T., Tatusoka, F., Tokida, K., y Yasuda, S. (1978).** "A Practical Meted for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan", Proceedings of the Fifth Japan Earthquake Engineering Symposium.
41. **Jenkin, C. F. (1931).** "The Pressure Exerted by Granular Material: an Application of the Principles of Dilatancy", Proceedings of the Royal Society, London, Series A, Vol. 131, pp. 53-90.
42. **Koerner, R. M. (1970).** "Behavior of Single Mineral Soils in Triaxial Shear", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM4, Julio, pp. 1373-1390.
43. **Konrad, J. M. (1990a).** "Minimum Undrained Strength of Two Sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116(6), pp. 932-947.
44. **Konrad, J. M. (1990b).** "Minimum Undrained Strength Versus Steady-State Strength of Sands", ASCE, Vol. 116(6), pp. 948-963.
45. **Kramer, S. L. (1996).** "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall.
46. **Kuo, J. H. C., y Stokoe II, K. H. (1982).** "Laboratory Testing of Static and Dynamic Soil Properties of Three Heber Road Sands after Oct. 15, 1979 Imperial Valley Earthquake", Res. Rep. GR82-25, Geotechnical Engineering Center, Civil Eng. Dept., University of Texas, Austin, pp. 171.
47. **Lambe, T. W. y Whitman, R. V. (1969).** "Soil Mechanics", John Wiley y Sons, Inc., New York.

48. Lee, K. L., Seed, H. B., Idriss, I., y Makdisi, F. (1975). "Properties of Soil in the San Fernando Hydraulic Fills Dams", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT8, August, pp. 801-821.
49. Lermo, J., y Chávez, F. (1993). "Site Effect Evaluation Using Spectral Ratios with Only One Station", Bulletin of the Seismological Society of America, pp. 1574-1594.
50. Makdisi, F. I. Y Seed, H. B. (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformation", JGED, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 849-867.
51. McCulloch, D. S., y Bonilla, M. G. (1970). "Effects of the Earthquake of March 27, 1964, on the Alaska Railroad", U.S.G.S. Professional Paper 545-D, Government Printing Office, Washington, D. C., pp. 161.
52. Mitchell, J. K. (1976). "Fundamental of Soil Behavior", New York, Wiley.
53. Mohamad, R. y Dobry, R. (1986). "Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No. 10, October, pp. 941-958.
54. Navelek, J. L. (1985), "Geometry and Mechanisms of Faulting of the 1980 Asnam, Argelia Earthquake from Inversion of Telesismic Body-Wave and Comparison with Field Observation", Journal Geophys. Res., Vol. 90, pp. 12713-12728.
55. Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 129-160.
56. Okamura, M., Abdoun, T., y Dobry, R. (1998). No Publicado (Referencia de Sharp, M. K., 1999).
57. Ordaz, M. (1996). "Espectros de Diseño en el Puerto de Manzanillo", Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
58. Ovando-Shelley, E., y Segovia, J. A., y Sánchez, F. (1999). "Liquefaction in a Container Terminal in Manzanillo, Mexico, during the October 9, 1995 Earthquake", No publicado.
59. Poorooshasb, H. B. y Roscoe, K. H. (1961). "The correlation of the Results of Shear Tests with Varying Degrees of Dilatation", Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 297-304.
60. Porcella, R. L., Matthiesen, R. B., y Maley, R. P. (1982). "Strong-Motion Data Recorded in the United States, The Imperial Valley California Earthquake Oct. 15, 1979", U. S. Geological Survey, Professional Paper 1254, pp. 289-318.

61. Poulos, S. J. (1981). "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, Mayo, pp. 553-562.
62. Poulos, S. J., Castro, G., y France, J. W. (1985). "Liquefaction Evaluation Procedure", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111(6), pp. 772-792.
63. Reynolds, O. (1885). "On the Dilatancy of Media composed of Rigid Particles in Contact", Philosophical Magazine, London, S. 5, Vol. 20, No. 127, pp. 469-481.
64. Rojahn, C., Ragsdale, J. T., Raggett, J. D. y Gates, J. H. (1982). "Main-Shock Strong- Motion Records from the Meloland Road-Interstate Highway 8 Over crossing, The Imperial Valley California Oct. 15, 1979", U. S. Geological Survey, Professional Paper 1254, pp. 377-383.
65. Ross, G. A., Seed, H. B., y Migliaccio, R. R. (1969a). " Bridge Foundation Behavior in Alaska Earthquake Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 95(4), pp. 1007-1036.
66. Ross, G. A., Seed, H. B., y Migliaccio, R. R. (1969b). "Performance of Highway Bridge Foundation During the Alaska Earthquake of March, 1964", National Academy of Sciences Report on The Great Alaska Earthquake of 1964, Engineering Volume, 1969.
67. Rowe, P. W. (1962). "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", Proceedings of the Royal Society, London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527.
68. Rowe, P. W., Barden, L. Y Lee, I. K. (1964). "Energy Components During the Triaxial Cell and Direct Shear Tests", Geotechnique, Vol. 14, No. 3.
69. Sánchez-Leal, F. J. (1998). "Marco Unificado para el Análisis del Comportamiento No Drenado de Arenas en Cámara Triaxial", Tesis de maestría, DEPMI-UNAM, México, D.F.
70. Sarma, S. K. (1975). "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp 743-761.
71. Sasaki, Y., Thowata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., Saya, A. (1992). "Mechanics of Permanent Displacements of Ground Caused by Seismic Liquefaction", Soil and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 79-96.
72. Scott, R. F., Hushmand B., y Rashidi, H. (1993). "Duplicate Test of Model No. 2: Sloping Loose Sand Layer", In K. Arulanandan y R. F. Scott (eds.), Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, pp. 301-314. Rotterdam, Balkema.

73. Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of Saturated Sand During Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, Noviembre, pp. 105-134.
74. Seed, H. B., Idriss, I., Lee, K. L. y Makdisi, F. (1975). "Dynamic Analysis of the Slide in the Lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9, 1971", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT9, September.
75. Seed, H. B., Idriss, I. M., y Arango, I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
76. Seed, H. B. (1987). "Design Problems in Soil Liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113(8), pp. 827-845.
77. Sharp, M. K. (1999). "Development of Centrifuge Based Prediction Charts for Liquefaction and Lateral Spreading from Cone Penetration Testing", Ph. D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.
78. Sykora, D. W., y Stokoe II, K. H. (1982). "Seismic Investigation of Three Heber Road Sites After the October 15, 1979 Imperial Valley Earthquake", Geotechnical Engineering Report GR82-24, University of Texas at Austin.
79. Singh, S. K., Ponce, L., y Nishenko, S. P. (1985). "The Great Jalisco, Mexico, Earthquake of 1932: Subduccion of the Rivera Plate", Bull. Seismol. Soc. Am., Vol. 75, No. 5, pp. 1301-1313.
80. Singh, S. K., y Pachaco, J. F. (1994). "Magnitude Determination of Mexican Earthquake", Geofis. Int., Vol. 33, No. 2, pp. 189-198.
81. Stark, T. D., y Mesri, G. (1992). "Undrained Shear Strength of Liquefaction Sands for Stability Analysis", J. Geotechnical Engineering, ASCE, 118(11), pp. 1727-1747.
82. Stokoe, K. H. y Nazarian, S. (1985). "Use of Raleigh Waves in Liquefaction Studies", GED, ASCE, Denver, Colorado.
83. Swam, S., EQE, (1996). "Terremoto del 9 de Octubre de 1995, Efecto Sísmico en la Planta Termoeléctrica Manzanillo".
84. Taboada, V. M. (1995). "Centrifuge Modeling of Earthquake-Induced Lateral Spreading in Sand Using a Laminar Box", Ph. D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.
85. Taboada, V. y Dobry, R. (1998). "Centrifuge Modeling of Earthquake-Induced Lateral Spreading in Sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 12, pp. 1195-1206.

86. **Taylor, D. W. (1948).** “Fundamentals of Soils Mechanics, John Wiley, New York; Chapman and Hall, London.
87. **Terzagui, K. (1943).** “Theoretical Soils Mechanics”, Wiley, New York.
88. **TGC (1995).** “Geotechnical Response of Quays and Loading Areas in Puerto Manzanillo During the October 1995 Earthquake”, Report TGC Geotécnia 95-1763-C, October.
89. **Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., Saya, S., y Yamada, K. (1992).** “Prediction of Permanent Displacements of Liquefaction Ground by Means of Minimum Energy Principle”, Soil and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 97-116.
90. **Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1983).** “Effects of Static Shear on Resistance to Liquefaction”, Soils and Foundation, Vol. 22, No. 1, pp. 47-60.
91. **Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., y Kuerbis, R. H. (1990).** “Stress Path and Steady State”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27(1), pp- 1-7.
92. **Vaid, Y. P., y Thomas, J. (1995).** “Liquefaction and Post-liquefaction Behavior of Sands”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121(2), pp. 163-173.
93. **Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1985).** “Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands”, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, Edited by V. Khosi.
94. **Vucetic, M. y Dobry, R. (1986).** “Study and Evaluation of a Liquefaction Ground Failure Using Stress and Strain Approaches: Heber Road Site, October 15, 1979 Imperial Valley Earthquake”, Res. Rep., Dept. of Civil Engineering, RPI, Troy, N.Y.
95. **Vucetic, M. y Dobry, R. (1988).** “Pore Pressure Build Up and liquefaction at Level Sandy Sites During Earthquake”, Research Report, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.
96. **Wong, R. T., Seed, H. B., y Chan, C. K. (1975).** “Liquefaction of Gravelly Soil Under Cyclic Loading Conditions”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101 No. gt6, pp. 571-583.
97. **Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H., y Uchida, Y. (1991).** “A simplified Procedure for the Analysis of the Permanent Ground Displacement”, In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), Proceedings, Third Japan-U.S Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Buffalo, N.Y. pp. 225-236.

98. **Yegian, M. K., Gharaman, V. G., y Harutiunyan, R. N. (1994).** "Liquefaction and Embankment Failure Case Histories, 1988 Armenai Earthquake", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 581-596.
99. **Youd, T. L. (1977).** "Packing Changes and Liquefaction Susceptibility", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT8, August, pp. 918-923.
100. **Youd, T. L., y Bennett, M. J. (1983).** "Liquefaction Sites, Imperial Valley, California", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 440-457.
101. **Youd, T. L. y Wieczorek, G. F. (1984).** "Liquefaction During 1981 and Previous Earthquake Near Westmorland, California", U.S Geological Survey, Menlo Park, California.
102. **Youd, T. L. (1985).** "The Borah Peak, Idaho Earthquake of October 28, 1983, Liquefaction", Earthquake Spectral, Vol. 2, No. 1, pp. 71-89.
103. **Youd, T. L. y Perkins, D. M. (1987).** "Mapping of Liquefaction Severity Index", JGED, ASCE, Vol. 113, No. 11, November, pp. 1374-1392.
104. **Youd, T.L. y Bartlett, S. F. (1988).** "U.S. Case Histories of Liquefaction- Induced Ground Failure", Proceedings, First Japan-U.S. Workshop of Liquefaction, Large Ground Deformation, and their Effects on Lifeline Facilities, Tokyo, Japan, pp. 22-31.
105. **Youd, T.L. (1991).** "Mapping of Earthquake-Induced Liquefaction for Seismic Zonation", Proceeding, 4th International Conference on Seismic Zonation, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, pp. 111-147.
106. **Youd, T. L., y Holzer, T. L. (1994).** "Piezometer Performance at the Wildlife Liquefaction Site, California", Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120(6), pp. 975-995.
107. **Zhegal, M. y Elgamal, A.-W (1994).** "Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake Records", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 120, No. 6, pp. 996-1017.

Programa LaSpre 1D.

Finalmente, para incrementar la versatilidad de los modelos y alternativas propuestas, adicionamos en la presente tesis una herramienta de cómputo desarrollada en uno de los lenguajes más modernos del área de programación, el cual nos permite trabajar en un ambiente visual; este programa evalúa la magnitud de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación en taludes con y sin superficie libre. Durante el desarrollo del software se plantearon diferentes propósitos, uno de los principales fue desarrollar un herramienta que incluyera un proceso lógico de cálculo tanto internamente (código estructurado) como externamente (ambiente visual), esto con el objetivo de presentar una herramienta que fuese el inicio de proyectos futuros en el tema de la predicción de los desplazamientos permanentes en taludes de arena. Como un complemento, en este apartado presentamos una guía, la cual está integrada de tres etapas, la primera que es la instalación del software, la segunda, el proceso de alimentación de datos (menú principal del programa) y la tercera etapa, es la presentación de resultados que proporciona el software *LaSpre 1D*.

Instalación del programa LaSpre 1D.

Enseguida mencionaremos algunas de las características primordiales con las que debe contar nuestro equipo de cómputo para poder usar el software LaSpre 1D:

- Computadora con procesador Pentium u otro con un nivel similar.
- De preferencia contar con un equipo con 32 Megabytes de RAM o mayor.
- Disco duro con espacio suficiente (1 MG).
- Disponer de Window 98.
- Mouse.

El software LaSpre 1D solo requiere de un archivo de creación (SETUP.EXE) como cualquier otro software existente en el mercado, el cual guiará automáticamente el proceso de instalación hasta que solo seleccionemos un icono de acceso directo que nos permita acceder al software LaSpre 1D.

Menú Principal.

Antes de tener acceso al menú principal del programa, se presenta una ventana de bienvenida como la que se muestra en la figura A1.01, posteriormente se exhibe el menú principal (figura A1.02), el cual esta integrado por un conjunto de opciones principales o raíces, que a su vez están integradas por sub-opciones o en su caso presentan ruta única. Dicho menú fue diseñado pensando en una trayectoria lógica del proceso de cálculo. Las opciones principales son las siguientes:

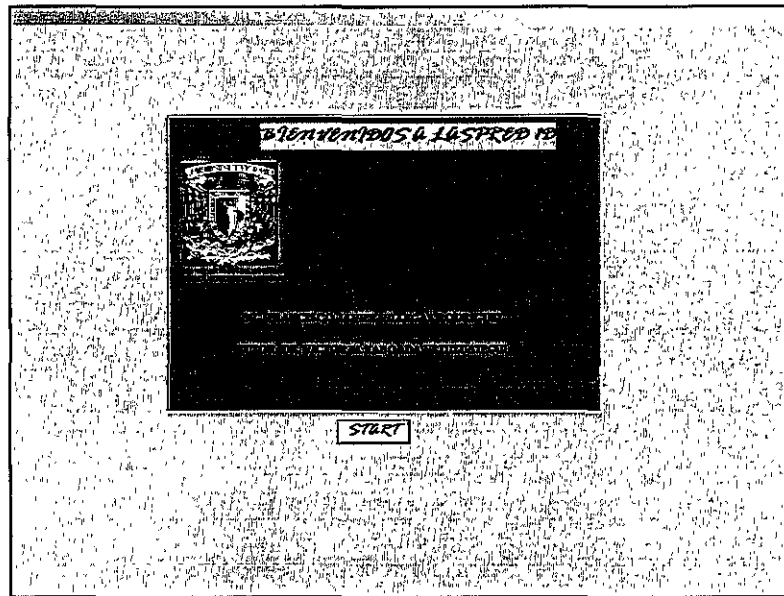


FIGURA A1.01 Ventana de presentación del programa LaSpre 1D.

File, al seleccionar esta opción tendremos acceso a un par de sub-opciones. En esta opción de File, tenemos una subruta para gravar archivos en algún fólder de trabajo con extensión (.txt), en este archivo se guardan los datos y resultados numéricos que proporciona el programa o simplemente permite gravar un archivo previamente identificado, haciendo uso de *Save As...* Una vez terminado nuestro análisis, podemos cerrar el programa seleccionando la subruta *Exit* o simplemente haciendo “clic” con el botón izquierdo del mouse en la cruz de cierre, ubicada en la esquina superior derecha como en cualesquier otro software.

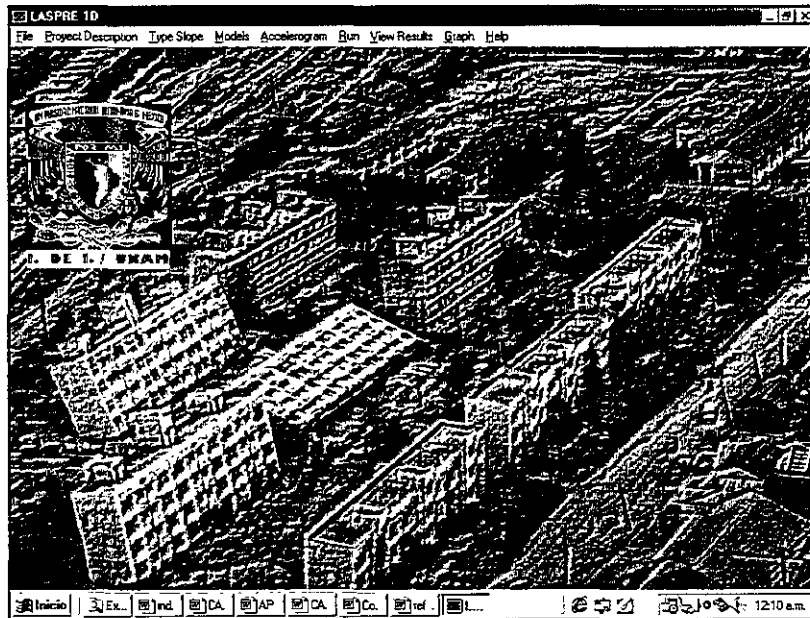


FIGURA A1.02 Menú Principal del programa LaSpre 1D.

Project Description, una vez que creamos un nuevo archivo de proyecto, posteriormente buscamos una opción que nos permita introducir las características principales de éste, para ello exponemos la presente alternativa, la cual se muestra en la figura A1.03. Para poder continuar el proceso debemos de utilizar el botón *ACCEPT*.

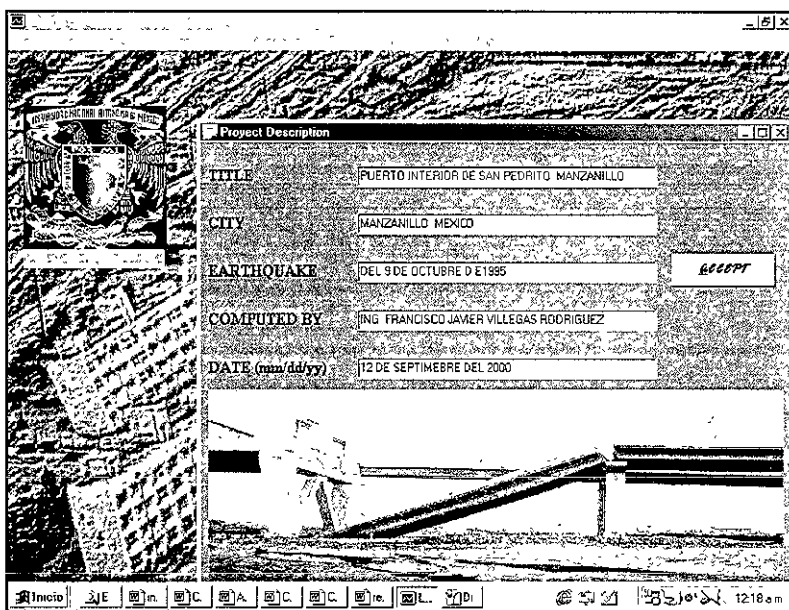


FIGURA A1.03 Interfaz de Descripción de las Características del Proyecto.

Type Slope, al activar esta ventana se mostraran las posibles opciones más comunes de taludes a analizar, sólo se permite seleccionar una, pudiendo ser un talud sin superficies libres o un talud con una superficie libre, ver figura A1.04.

Models, esta opción nos permite seleccionar el modelo a utilizar en el proceso. Para ello contamos con dos modelos, ver figura A1.05; el primero es el Modelo de Newmark (*Newmark Model*), el cual considera un comportamiento rígido perfectamente plástico en la relación esfuerzo-deformación cortante del material (figura A1.06), esta interfaz nos permite proporcionar los datos que el programa requiere para hacer uso de este modelo, las unidades de estos parámetros se definen claramente en la misma ventana (Sistema Internacional), como se muestra en la figura A1.07; en esta figura podemos observar que aparecen automáticamente valores nulos en los editores correspondientes a la relación de dilatación y deformación de fluencia, estos editores no podrán ser modificados por el usuario ya que el modelo no los requiere. La segunda opción es el Modelo Modificado (*Modified Model*), dicho modelo es similar al modelo de Newmark hasta un cierto nivel de deformación cortante (deformación cortante de fluencia), posteriormente se incrementa la resistencia al esfuerzo cortante de fluencia de manera proporcional al porcentaje de deformación cortante adicional después de la deformación de fluencia (fenómeno de dilatación), como se muestra en la figura A1.08; este modelo requiere de conjunto de datos como se señaló en el modelo anterior, a diferencia que éste solicita los parámetros de dilatación (relación de dilatación y deformación cortante de fluencia), ver figura A1.09. Finalmente para continuar el proceso debemos de utilizar el botón *ACCEPT*.

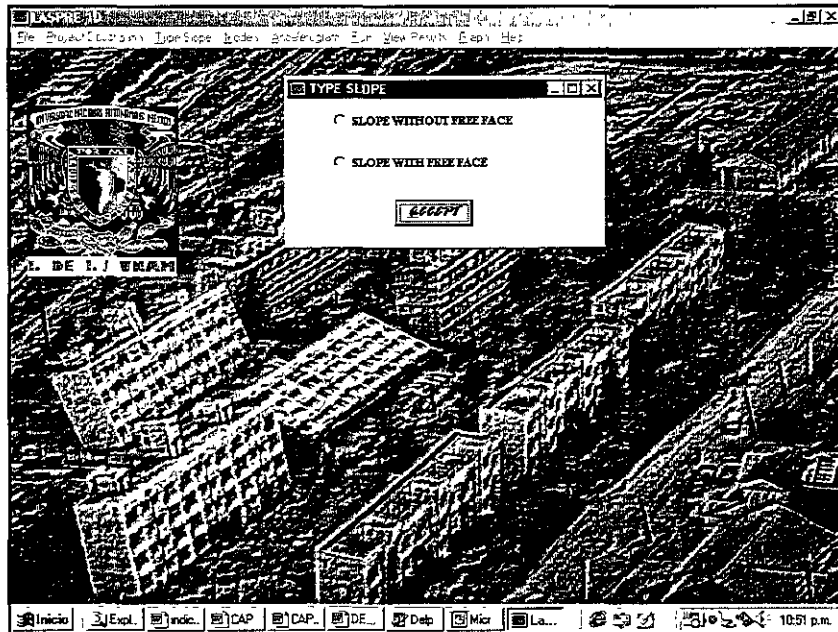


FIGURA A1.04 Tipos de taludes analizados en el programa LaSpre 1D.

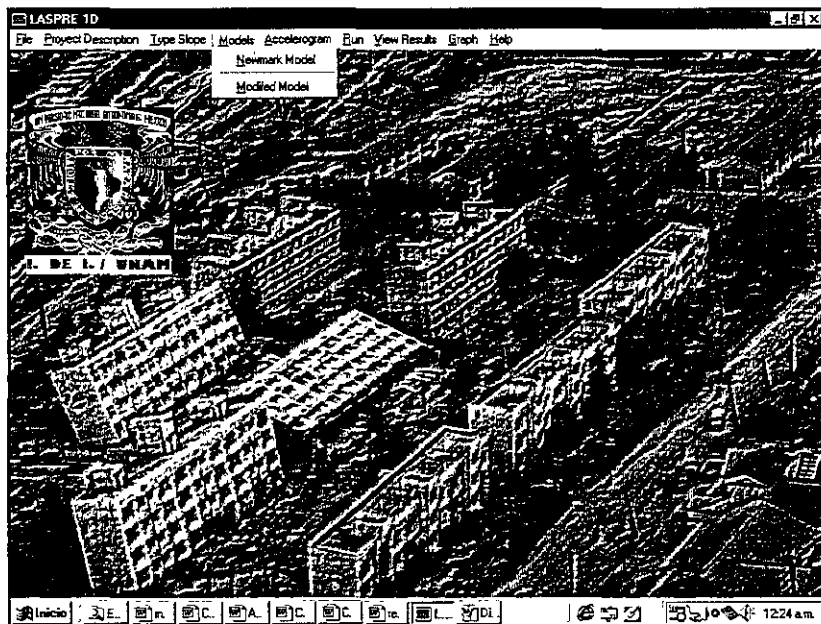


FIGURA A1.05 Modelos utilizados en el programa LaSpre 1D.

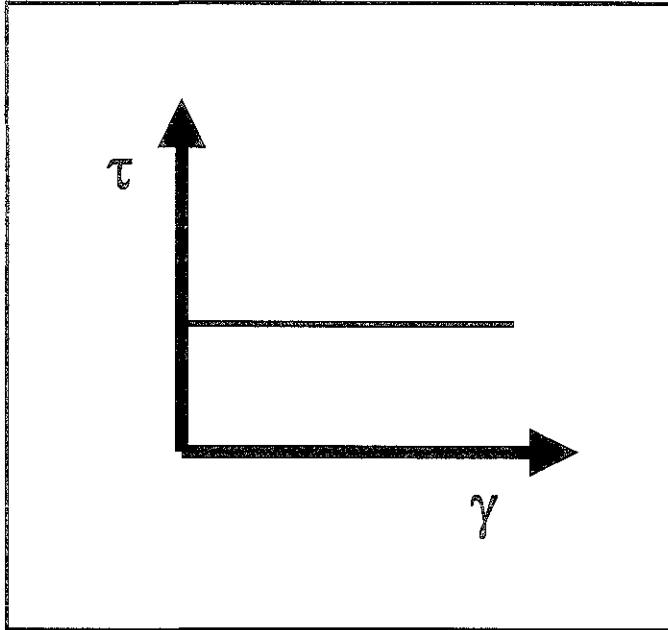


FIGURA A1.06 Relación esfuerzo-deformación cortante utilizada en el Modelo de Newmark.

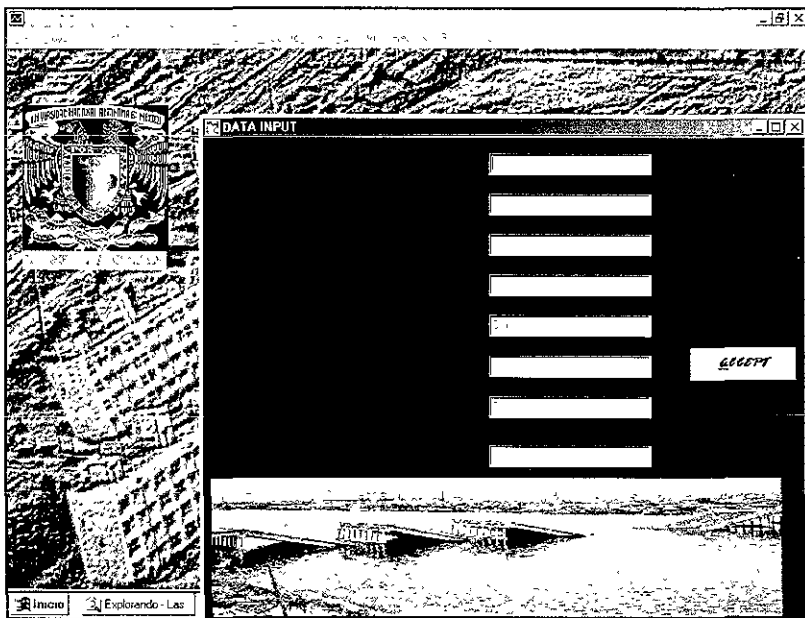


FIGURA A1.07 Datos que requiere el programa para el Modelo de Newmark.

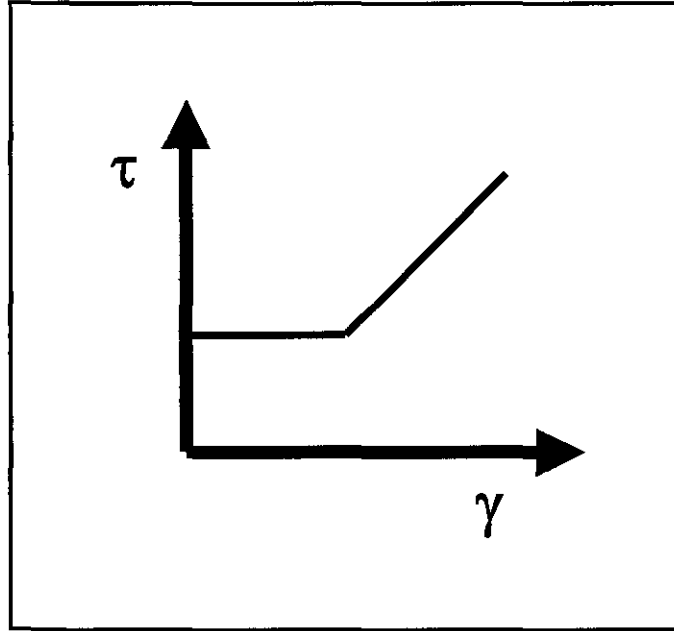


FIGURA A1.08 Relación esfuerzo-deformación cortante utilizada en el Modelo dilatante.

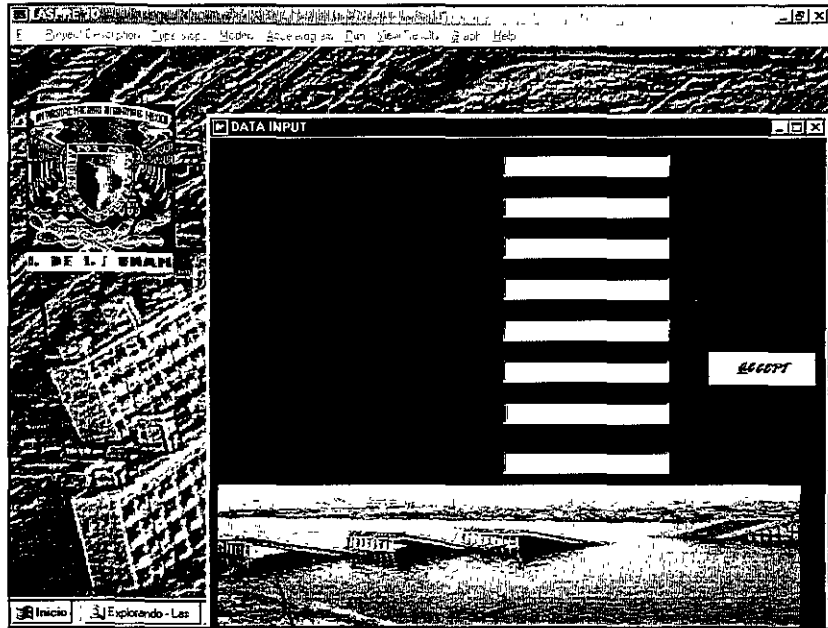


FIGURA A1.09 Datos que requiere el programa para el Modelo dilatante.

Accelerogram, una vez seleccionado el modelo a usar, la próxima etapa del proceso de cálculo es proporcionar el acelerograma con el que vamos a trabajar; la opción de *accelerogram* nos permite optar por una de dos alternativas, como se muestra en la figura

A1.10. La primera alternativa es “Earthquake”, la cual nos permite introducir una señal arbitraria por medio de una unidad de entrada, definiendo previamente el número de puntos con los que está formada dicha señal, así como el incremento de tiempo con el que se registraron los datos (ver figura A1.11); además, podemos utilizar el botón *VER DATOS* para corroborar la entrada de éstos. El archivo del acelerograma deberá ser capturado en un formato con extensión .txt (de preferencia con el editor WordPad) u otro, pero respetando el siguiente formato:

Aceleración (m/s²)

```
0
-0.0034344
-1.3433234
3.31231312
0.34323234
```

Nota: La convención de signos considerada en el programa fue la siguiente: el signo negativo de la aceleración corresponde a la aceleración desarrollada en la dirección cuesta abajo del talud, es decir, en la dirección lógica de movimiento, y la positiva a la dirección opuesta a la anterior. No deberá colocarse ningún caracter después del último dígito, es decir, ningún espacio, tab, etc; ya que el programa mandara un error de convención.

La segunda alternativa es “Sinusoidal Earthquake”, éste genera un sismo senoidal idealizado en función de la frecuencia de la señal, amplitud máxima de aceleración y el número de ciclos, donde este último está relacionado con la magnitud del sismo (Seed, 1983), una vez definidos estos tres parámetros, el botón *MAKE* genera el sismo y lo guarda internamente para posteriormente utilizarlo. Un esquema que describe claramente el proceso se muestra en la figura A1.12.

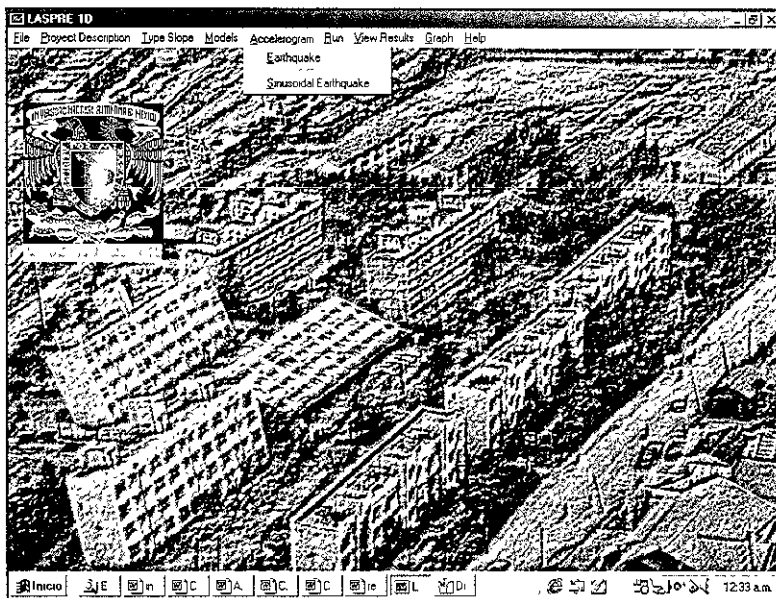


FIGURA A1.10 Alternativas que presenta la opción Accelerogram.

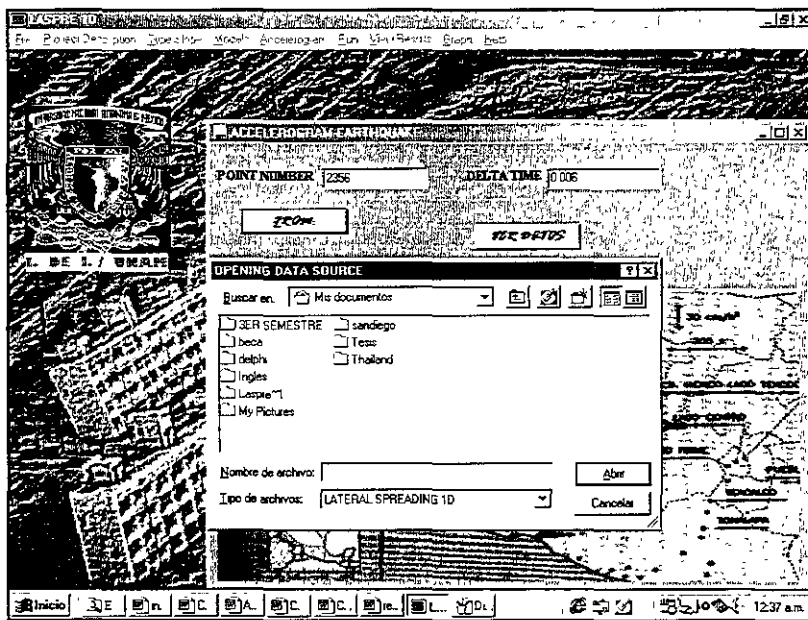


FIGURA A1.11 Entrada de la señal arbitraria por medio de la sub-opción Earthquake.

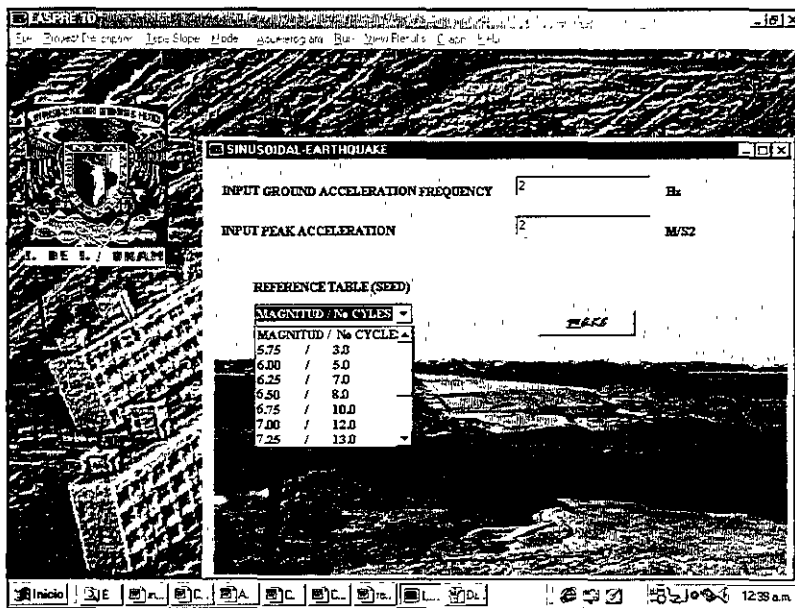


FIGURA A1.12 Generación de la señal senoidal por medio de la sub-opción Sinusoidal Earthquake.

Run, esta opción es la etapa final del proceso de cálculo y la más importante ya que contiene la estructura principal del programa; como un resumen de éste presentamos la siguiente cuartilla, así como el diagrama de flujo mostrado en la figura A1.19.

Una vez que el programa tiene todos los datos necesarios para empezar el cálculo, el siguiente paso es definir las aceleraciones de fluencia cuesta abajo y cuesta arriba del bloque utilizando para ello las expresiones (4.09) y (4.11). Posteriormente, el programa empieza a leer los datos del acelerograma (registro tiempo-aceleración) registrados internamente por el programa una vez que se hayan generado o proporcionado por medio de alguna ruta del sistema. Después, el programa revisa si existe la alternativa de dilatación. Si ésta debe ser involucrada en el proceso de cálculo, el programa utilizará el modelo del bloque deslizante dilatante, sí no, éste utilizará el modelo del bloque deslizante de Newmark (sin dilatación).

El programa toma el valor de la aceleración dato, y la ubica de acuerdo a cualquiera de las siguientes posibilidades:

1. Existe la posibilidad de que la aceleración dato exceda la aceleración de fluencia cuesta abajo, es decir, que la aceleración dato sea más negativa que la aceleración de fluencia; esto de acuerdo a la convención de signos considerada, posición A en la figura A1.13, si esto ocurre se iniciará un movimiento relativo del bloque con respecto al plano y el programa iniciará el proceso de integración del acelerograma, obteniéndose en la primera integración la velocidad relativa, e integrando la historia de velocidades relativas con respecto al tiempo obtendremos los desplazamientos relativos permanentes en dirección cuesta bajo. Para el proceso de integración se utiliza una técnica de áreas (triángulos y trapecios), la cual es muy amigable para programarse, y proporciona resultados muy razonables.
2. Otro caso, sería que la aceleración dato sea menor que la aceleración de fluencia, es decir, que la aceleración dato sea más negativa, si este fuese el acontecimiento, el programa pregunta, si la velocidad relativa del bloque respecto al plano es diferente de cero, éste seguirá integrando el acelerograma con la convención empleada (posición B de la figura A1.13); si la velocidad es nula el programa tomará la siguiente pareja de valores (tiempo-aceleración) a analizar.
3. Otra situación sería la siguiente, que la aceleración dato fuese mayor que la aceleración de fluencia cuesta arriba, es decir, que la aceleración dato sea más positiva que la aceleración de fluencia, esto de acuerdo a la convención usada (posición C de la figura A1.13); si esto ocurre, se iniciará el proceso de doble integración mencionado en el caso 1. Aquí es importante mencionar que los desplazamientos que se experimentan en este caso son cuesta arriba, por lo que estos se restarán a los evaluados en dirección cuesta abajo del talud.
4. Finalmente, puede presentarse que la aceleración dato sea positiva, pero menor que la aceleración de fluencia cuesta arriba (posición D de la figura A1.13). Si la velocidad relativa en este momento es diferente de cero, el proceso de doble integración se llevará a cabo, en caso contrario el programa tomará la siguiente pareja de datos (tiempo-aceleración), y realiza un nuevo análisis.

En el proceso anterior podemos ver que cada pareja de datos (tiempo-aceleración) es analizado como un caso específico. Dentro de cada de unas de estas opciones se tienen

otros procesos de calculo, ya sea, dilatación cuesta abajo y/o cuesta arriba del talud, condicionantes, etc.

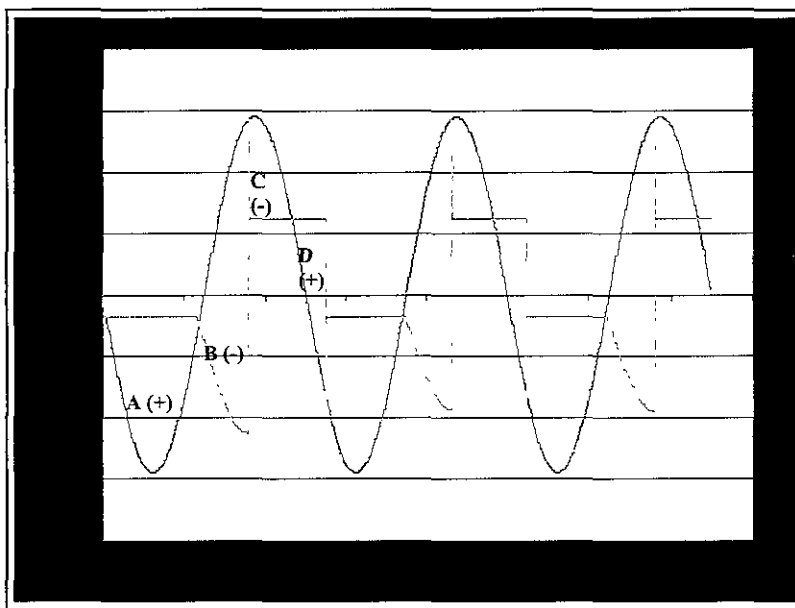
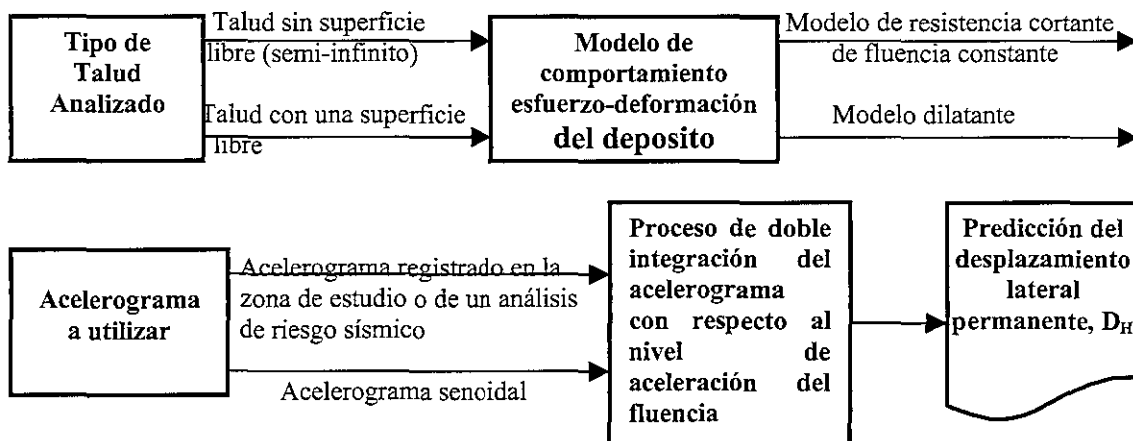


FIGURA A1.13 Convención de signos considerada en el programa.

El proceso general que se desarrolla en el código propuesto se resume en el diagrama presentado en el siguiente espacio.



Presentación de resultados.

View Results, nos presenta los resultados que proporciona el programa en un formato de tabla, esto con el objetivo de permitir que el usuario tenga contacto con todos los procesos que realice el programa sin llegar a permitir que los modifique, un ejemplo de este formato se presenta en la figura A1.14.

Graph, esta opción, es la que nos permite ver formalmente los resultados que proporciona el programa, para ello se proporcionan dos alternativas de gráficos (ver figura A1.15), la primera nos presenta la variación de la aceleración, velocidad y desplazamiento relativo con el tiempo (Acc-Vel-DH-Time), para crear los gráficos solo damos un “click” en el botón *GRAPH*, en el primer grafico se incluye el registro de aceleración empleado en el proceso, así como la aceleración de fluencia y su correspondiente incremento si así lo fuese, el segundo gráfico muestra la velocidad relativa-tiempo (Relative Velocity-Time), y en el tercero se presenta la relación desplazamientos relativos-tiempo (Relative Displacement-Time), ver figura A1.16; en la segunda alternativa de gráficos se muestra el plano que contiene la variación esfuerzo-deformación cortante (Shear Stress-Strain), la variación de la resistencia cortante de fluencia en el tiempo (Shear Stress-Time), y la historia de la deformación cortante acumulada en le proceso, para generarlos solo damos un “click” en el botón *GRAPH*, ver figura A1.17. Si deseamos realizar varias corridas, al graficar los resultados de la segunda, es necesario borrar los gráficos existentes, para ello utilizaremos el botón *DELETE*.

DATA	TIME	SOIL ACC	BLOCK ACC	RELATIVE V	RELATIVE D	DEFY/CYLC	DEFY AC
3983	3.987999999E-0	22069139C	0.63771320C	0.06331046	0.17205621C	0.00180288	0.04915E
3990	3.988999999E-0	202413937	0.63771320C	0.06289429D	0.17199311E	0.00182091	0.04914C
3991	3.989999999E-0	18411452C	0.63771320C	0.06243984	0.17193045C	0.00183881	0.04912Z
3992	3.990999999E-0	16578602E	0.63771320C	0.06197709	0.17186824E	0.00185658	0.04910E
3993	3.991999999E-0	14743135E	0.63771320C	0.06148597	0.17180350E	0.00187422	0.049087
3994	3.992999999E-0	129053407	0.63771320C	0.06099650D	0.17174526C	0.00189172	0.04907C
3995	3.993999999E-0	110659077	0.63771320C	0.06047865D	0.17168452E	0.00190907	0.04905Z
3996	3.994999999E-0	09223927C	0.63771320C	0.05994238	0.171624314	0.00192628	0.04903E
3997	3.995999999E-0	07380893C	0.63771320C	0.05938769D	0.17156484E	0.00194332	0.04901E
3998	3.996999999E-0	05536697E	0.63771320C	0.05881459	0.17150554E	0.00196021	0.049001
3999	3.997999999E-0	03691611C	0.63771320C	0.05822299	0.17144702E	0.00197693	0.048984

FIGURA A1.14 Presentación de resultados en formato de tabla.

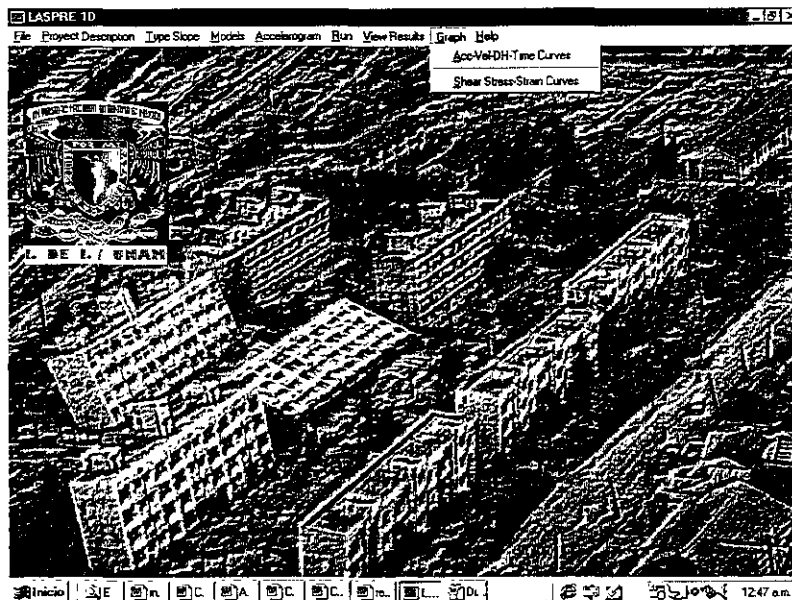


FIGURA A1.15 Opciones de gráficos.

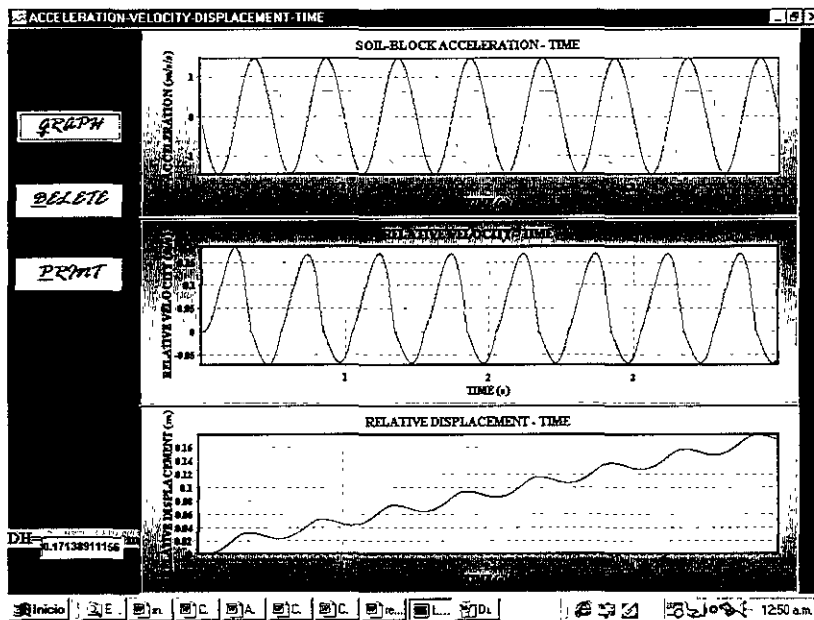


FIGURA A1.16 Gráficos de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo con el tiempo.

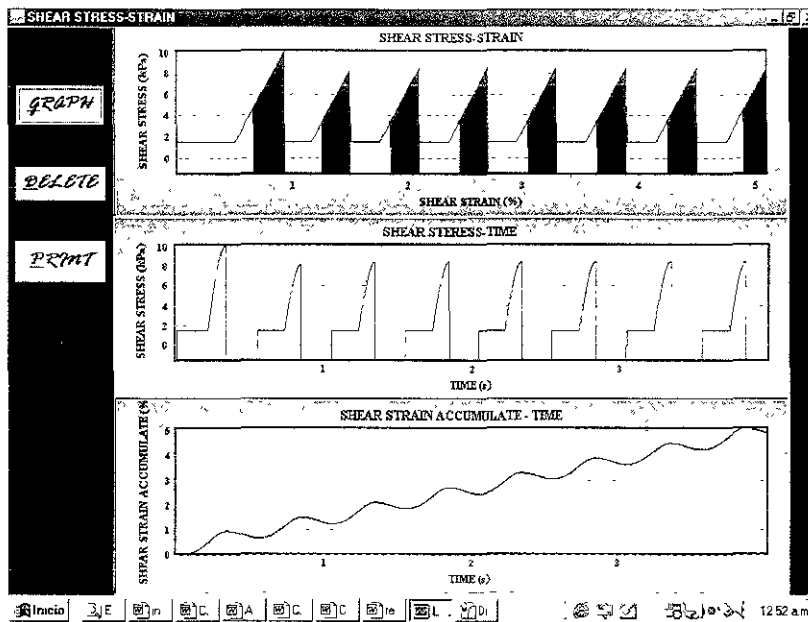


FIGURA A1.17 Historia de deformaciones cortantes por ciclo y acumuladas en el tiempo.

Help, al seleccionar el botón *BACKGROUND*, presentado en la ventana de la figura A1.18, se nos proporcionarán algunos antecedentes sobre las técnicas para predecir desplazamientos laterales, en el botón *THEORY* se explica de manera general la teoría del modelo usado, y la opción de *LASPRE 1D* nos permite ver información sobre la instalación y el correcto uso del software LaSpre 1D.

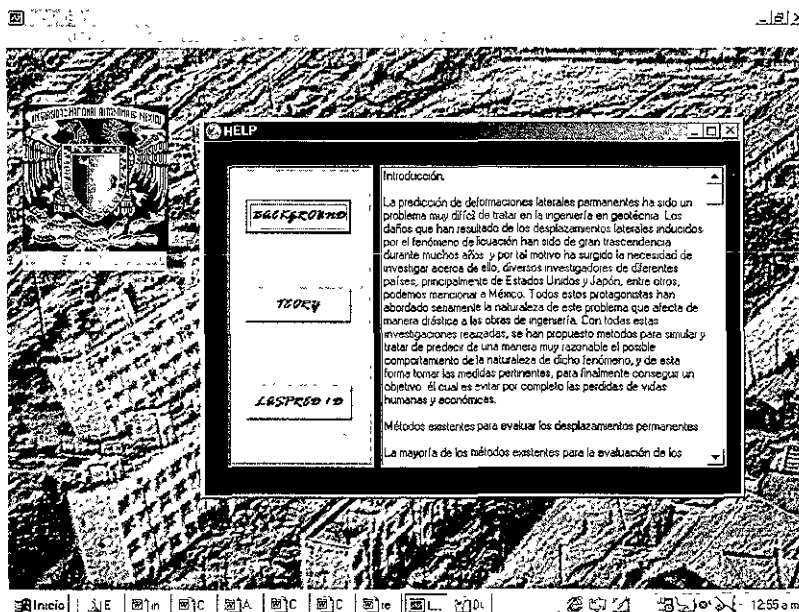
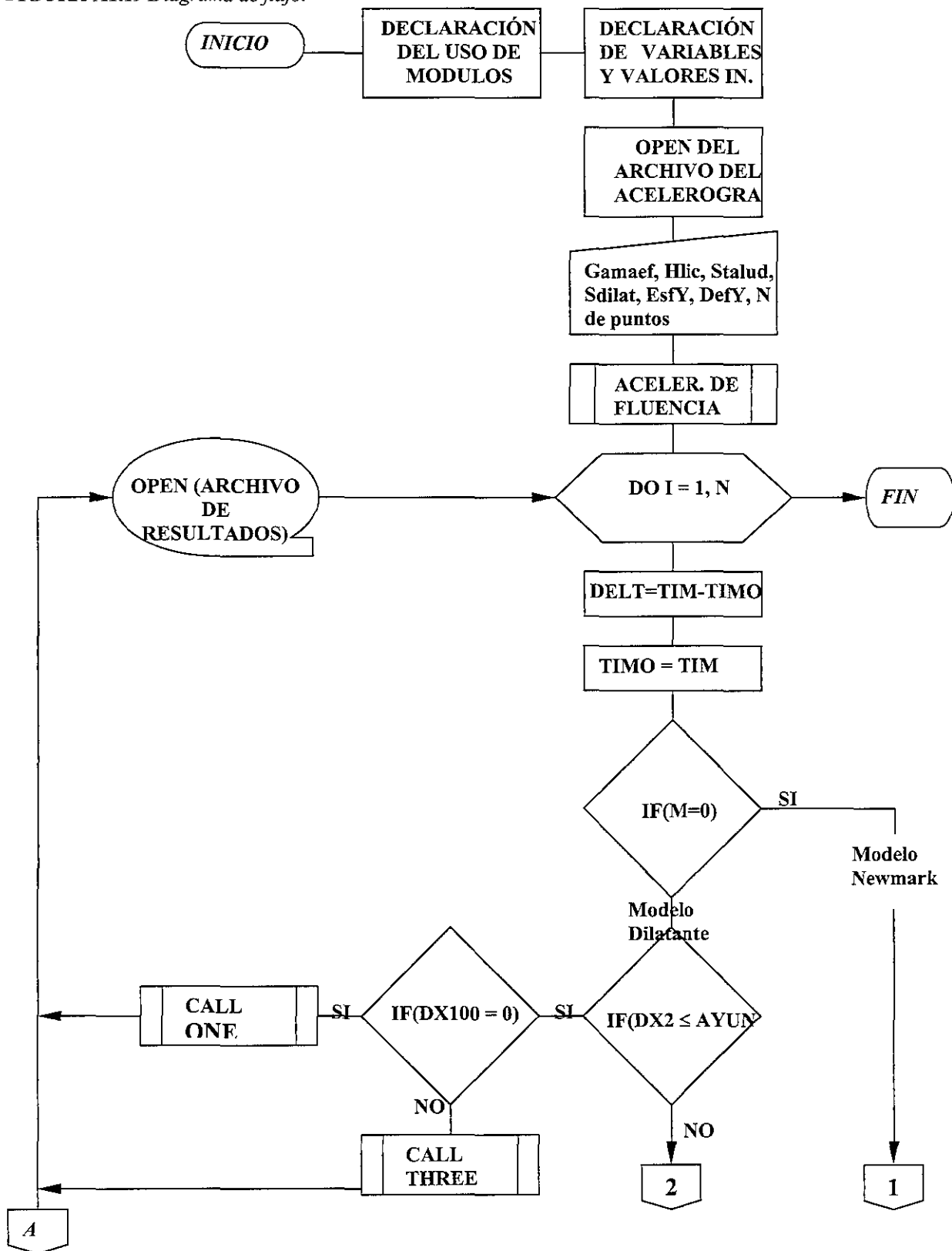
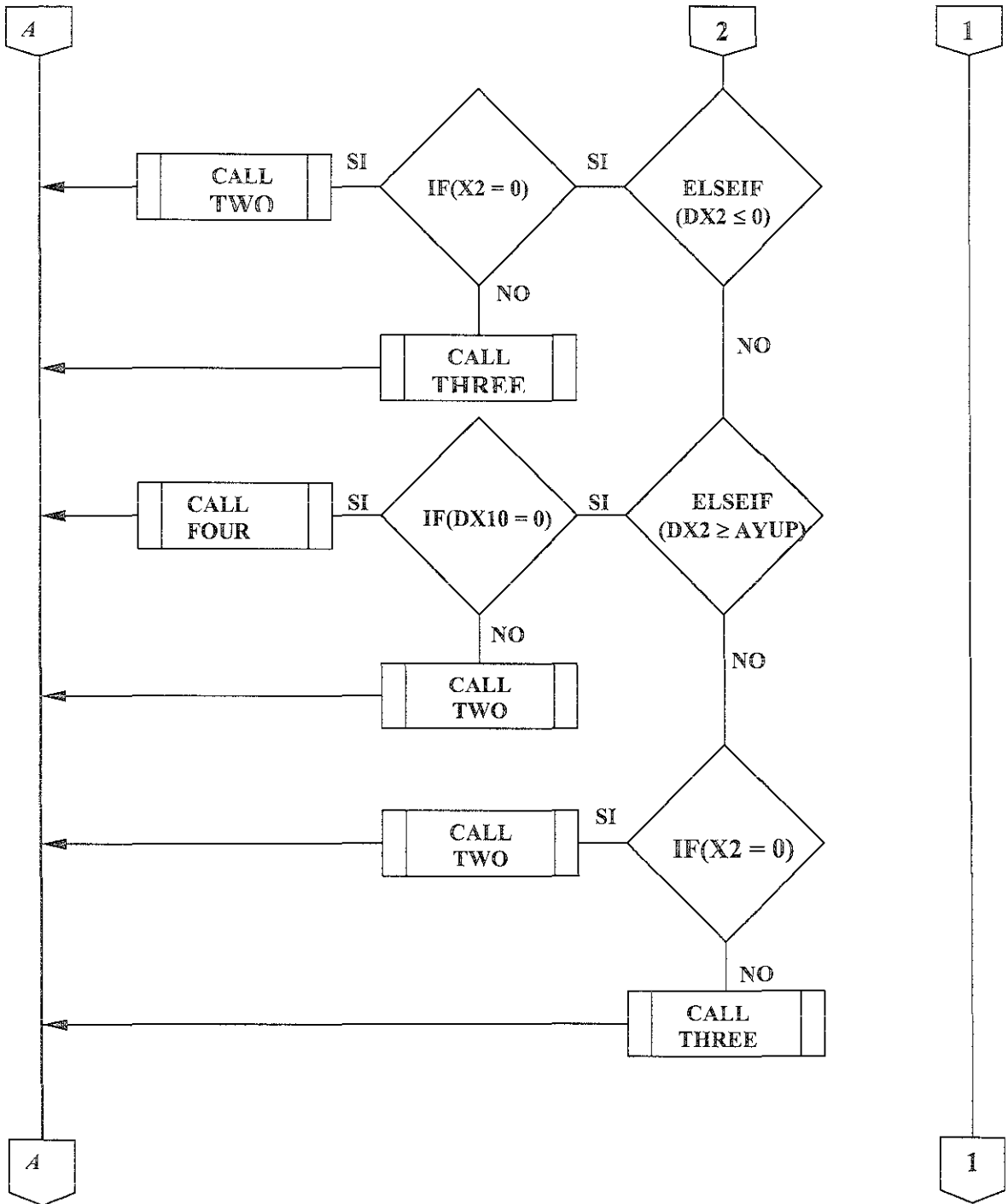
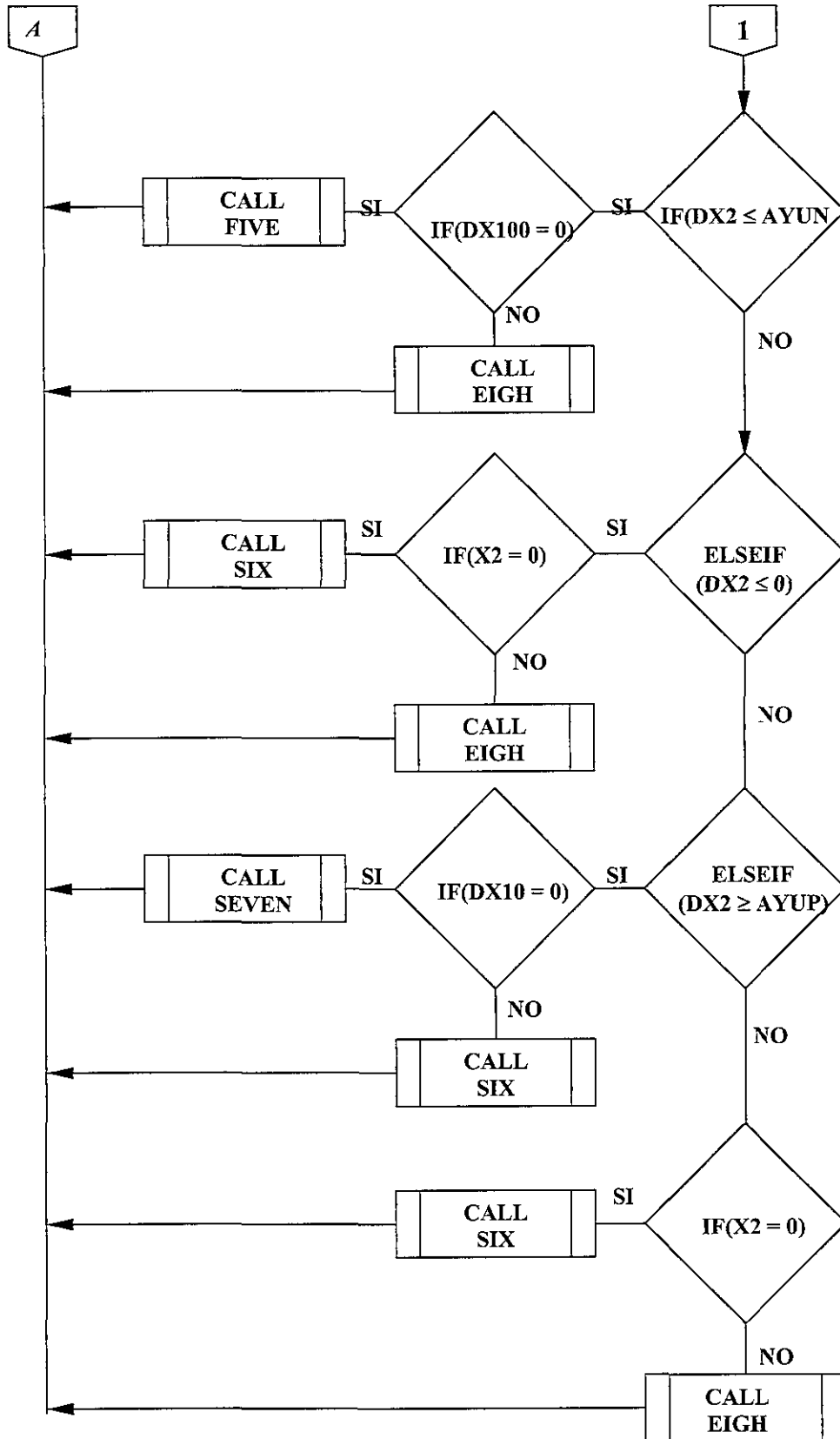


FIGURA A1.18 Opción de ayuda del programa LaSpre 1D.

FIGURA A1.19 Diagrama de flujo.







NOMENCLATURA DEL PROGRAMA:

DELT = Incremento de tiempo de acelerograma.

DX2N = Aceleración excedente a la de fluencia.

DX1N = Velocidad relativa.

AYUP = Aceleración de fluencia cuesta arriba del talud.

AYUN = Aceleración de fluencia cuesta abajo del talud.

GAMAT = Peso volumétrico del material licuado.

GAMAEF = Peso volumétrico de efectivo del material.

GAMAW = Peso volumétrico del agua.

HLIC = Espesor del material licuado (para el caso de un talud sin superficies libres), o altura libre del material licuado (párale caso de u talud con una superficie libre).

STALUD = Gradiente del talud analizado.

SDILAT = Relación de dilatación del material analizado.

ESFY = Resistencia de fluencia en condiciones de licuación.

DEFY = Deformación cortante de fluencia del material.

XY1 = Deformación cortante de fluencia cuesta abajo antes de dilatación.

XY11 = Deformación cortante de fluencia cuesta abajo después de dilatación.

XY2 = Deformación cortante de fluencia cuesta arriba antes de dilatación.

XY22 = Deformación cortante de fluencia cuesta arriba después de dilatación.

AYUPO = Aceleración de fluencia cuesta arriba inicial del proceso.

AYUNO = Aceleración de fluencia cuesta abajo inicial del proceso.

DFAA = Deformación cortante acumulada en cada ciclo de excitación.

DX10 = Velocidad relativa cíclica cuesta abajo.

DX20 = Aceleración inicial cuesta abajo para cada paso de calculo.

TIMO = Tiempo inicial para cada paso de cálculo.

DX100 = Velocidad relativa cíclica cuesta arriba.

DX200 = Aceleración inicial cuesta arriba para cada paso de calculo.

TIM = Tiempo acumulado.

DFA = Deformación cortante cíclica.

D = Desplazamiento relativo acumulado.

DELTDFA = Deformación cortante después de la aceleración de fluencia.

D1 = Desplazamiento relativo cíclico cuesta abajo.

D2 = Desplazamiento relativo cíclico cuesta arriba.

ESFYN = Resistencia al cortante cuesta abajo inicial.

ESFYP = Resistencia al cortante cuesta arriba inicial.

Nota = Existen variables que son definidas en la nomenclatura, ya que solo son usadas como variables de sustitución durante el proceso, por ejemplo, (X1, DX, X2, CLAVE, CASOTRA, HL). Solo se expone en programa principal sin módulos.

En el diagrama de flujo mostrado en la figura A1.19 se presentan una serie de sub rutinas o módulos, en los cuales se desarrolla el proceso de doble integración. En seguida se comenta brevemente a cerca de estos procesos.

El modelo de resistencia cortante de fluencia constante (modelo tipo Newmark) envuelve las sub rutinas one, two, three y four. Cada uno de estos procesos esta integrado por un conjunto de operaciones que permiten realizar la integración del acelerograma, utilizando para ello una técnica aproximada de áreas. La primera integración del registro aceleración-tiempo, teniendo como límites la aceleración del suelo y la aceleración de fluencia en un intervalo de tiempo, nos proporciona la velocidad relativa del bloque de suelo que experimenta licuación, la cual se obtiene con la expresión (A.01).

$$V_{t+1} = V_t + [(\Delta a_t + \Delta a_{t+1}) * \Delta t / 2.0] \quad (A.01)$$

La ecuación (A.01) es utilizada para definir la velocidad relativa del bloque cuesta abajo y cuesta arriba del talud. El proceso sucesivo de integración del registro aceleración-tiempo antes mencionado da lugar a un registro de velocidad relativa-tiempo, el cual al integrarse nos proporciona la historia de los desplazamientos permanentes en el tiempo. Este último registro se obtiene utilizando la expresión (A.02).

$$X_{t+1} = X_t + [(V_t + V_{t+1}) * \Delta t / 2.0] \quad (A.02)$$

Los desplazamiento permanentes definidos con la expresión (A.02) son utilizados para calcular las deformaciones cortantes, sin embargo, los niveles de deformaciones no interesan para el modelo de resistencia cortante de fluencia constante (tipo Newmark). A pesar de lo señalado anteriormente las deformaciones se definen con la expresión (A.03).

$$DFA_{t+1} = X_{t+1} / HLIC \quad (A.03)$$

Donde:

V_{t+1} = Velocidad relativa en un tiempo t+1.

V_t = Velocidad relativa en un tiempo t.

Δa_t = Es la diferencia de aceleración entre la aceleración del suelo y la aceleración de fluencia en un tiempo t.

Δa_{t+1} = Es la diferencia de aceleración entre la aceleración del suelo y la aceleración de fluencia en un tiempo t+1.

Δt = Es el intervalo de tiempo de registro de un acelerograma.

X_{t+1} = Es el desplazamiento relativo en un tiempo t+1.

X_t = Es el desplazamiento relativo en un tiempo t.

DFA_{t+1} = Deformación angular en un tiempo t+1.

Las sub rutinas five, six, seven, y eight, son una serie de procesos que involucran a el *modelo dilatante* para diferentes condiciones. En general la técnica de doble integración es similar en ambos modelos, sin embargo, en este caso los niveles de deformación cortante definidos con la expresión (A.03) son importantes para compararlos con el nivel de deformación cortante de fluencia antes definida, e involucrar la relación de dilatación, M.

```
program LASPRED1D;

uses
  Forms,
  UPRINCIP in 'UPRINCIP.pas' {PRINCIPAL},
  UDESCRIP in 'UDESCRIP.pas' {PROYECTO},
  UMODELS in 'UMODELS.pas' {MODELOS},
  UDATASIS in 'UDATASIS.pas' {FUENTE},
  USENO in 'USENO.pas' {SENO},
  UOUTPUT in 'UOUTPUT.pas' {RESULTADOS},
  UGRAFICO in 'UGRAFICO.pas' {grafico},
  UGRAFICO1 in 'UGRAFICO1.pas' {GRAFICO1},
  UWELCOME in 'UWELCOME.pas' {BIENVENIDA},
  UAYUDA in 'UAYUDA.pas' {AYUDA},
  UTALUD in 'UTALUD.pas' {TIPO};

{$R *.RES}

begin
  Application.Initialize;
  Application.CreateForm(TPRINCIPAL, PRINCIPAL);
  Application.CreateForm(TBIENVENIDA, BIENVENIDA);
  Application.CreateForm(TPROYECTO, PROYECTO);
  Application.CreateForm(TMODELOS, MODELOS);
  Application.CreateForm(TFUENTE, FUENTE);
  Application.CreateForm(TSENO, SENO);
  Application.CreateForm(TRESULTADOS, RESULTADOS);
  Application.CreateForm(Tgrafico, grafico);
  Application.CreateForm(TGRAFICO1, GRAFICO1);
  Application.CreateForm(TAYUDA, AYUDA);
  Application.CreateForm(TTIPO, TIPO);
  Application.Run;
end.

unit UWELCOME;

interface

uses
  Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
  StdCtrls, ExtCtrls;

type
  TBIENVENIDA = class(TForm)
    Button1: TButton;
    Panel1: TPanel;
    Label1: TLabel;
    Image2: TImage;
    Label3: TLabel;
    Label4: TLabel;
    Label2: TLabel;
    procedure Button1Click(Sender: TObject);
  private
    { Private declarations }
  public
    { Public declarations }
  end;
end;
```

```

end;

var
  BIENVENIDA: TBIENVENIDA;

implementation

uses UPRINCIP;

{$R *.DFM}

procedure TBIENVENIDA.Button1Click(Sender: TObject);
begin
  BIENVENIDA.HIDE;
end;

end.

unit UPRINCIP;

interface

uses
  Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
  Menus, DBCtrls, ExtCtrls, StdCtrls, ComCtrls, Grids;

type
  TPRINCIPAL = class(TForm)
    MainMenu1: TMainMenu;
    File1: TMenuItem;
    ProyectDescription1: TMenuItem;
    Models1: TMenuItem;
    NewmarkModel1: TMenuItem;
    N2: TMenuItem;
    Modified1: TMenuItem;
    Accelerogram1: TMenuItem;
    Earthquake1: TMenuItem;
    N3: TMenuItem;
    SinoEarthquake1: TMenuItem;
    Run1: TMenuItem;
    Graph1: TMenuItem;
    Help1: TMenuItem;
    AboutLateralSpreading1D1: TMenuItem;
    AccelerationsTime1: TMenuItem;
    N4: TMenuItem;
    RelativeVelocity1: TMenuItem;
    SaveAs1: TMenuItem;
    N9: TMenuItem;
    Exit2: TMenuItem;
    Label2: TLabel;
    ViewResults1: TMenuItem;
    BOX: TGroupBox;
    CORRIENDO: TAnimate;
    SALVAR: TSaveDialog;
    Image2: TImage;
    Image1: TImage;
  end;

```

```

Label1: TLabel;
TRABAJANDO: TLabel;
TALUDTIPO: TMenuItem;
procedure ProyectDescription1Click(Sender: TObject);
procedure NewmarkModel1Click(Sender: TObject);
procedure Modifed1Click(Sender: TObject);
procedure Earthquake1Click(Sender: TObject);
procedure SinoEarthquake1Click(Sender: TObject);
procedure Run1Click(Sender: TObject);
procedure ViewResults1Click(Sender: TObject);
procedure AccelerationsTime1Click(Sender: TObject);
procedure RelativeVelocity1Click(Sender: TObject);
procedure SaveAs1Click(Sender: TObject);
procedure Exit2Click(Sender: TObject);
procedure AboutLateralSpreading1D1Click(Sender: TObject);
procedure FormShow(Sender: TObject);
procedure TALUDTIPOClick(Sender: TObject);
private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }

end;

var
{VARIABLES GLOBALES}
  PRINCIPAL: TPRINCIPAL;
  I,N:INTEGER;
  DELT,DX2N,DX1N,AYUP,AYUN,GAMAT,GAMAEF,GAMAW,HLIC:REAL;
  STALUD,SDILAT,ESFY,DEFY,XY1,XY11,XY2,XY22,AYUPO:REAL;
  AYUNO,DFAA,DX10,DX20,X1,X2,TIMO,DX100,DX200,TIM:REAL;
  DX2,DFA,D,DELT DFA,D1,D2,DX,ESFYN,ESFYP,CLAVE,DLIBRE,CASOTRA,HL:REAL;

implementation

uses UDESCRIP, UMODELS, UDATASIS, USENO, UOUTPUT, UGRAFICO, UGRAFICO1,
  UWELCOME, UAYUDA, UTALUD;

{$R *.DFM}

procedure TPRINCIPAL.ProyectDescription1Click(Sender: TObject);
begin
  PROYECTO.SHOW;
end;

procedure TPRINCIPAL.NewmarkModel1Click(Sender: TObject);
begin
  MODELOS.SHOW;
  MODELOS.SDILAT1.ENABLED:=FALSE;
  MODELOS.SDILAT1.Text:='0.0';
  MODELOS.DEFY1.ENABLED:=FALSE;
  MODELOS.DEFY1.Text:='0.0';
end;

procedure TPRINCIPAL.Modifed1Click(Sender: TObject);

```

```

begin
MODELOS.SHOW;
MODELOS.SDILAT1.ENABLED:=TRUE;
MODELOS.DEFY1.ENABLED:=TRUE;
end;

procedure TPRINCIPAL.Earthquake1Click(Sender: TObject);
begin
FUENTE.SHOW;
end;

procedure TPRINCIPAL.SinoEarthquake1Click(Sender: TObject);
begin
SENO.SHOW;
end;

procedure TPRINCIPAL.Run1Click(Sender: TObject);
VAR
I,N:INTEGER;
begin
PRINCIPAL.TRABAJANDO.Visible:=TRUE;
PRINCIPAL.BOX.VISIBLE:=TRUE;
PRINCIPAL.CORRIENDO.ACTIVE:=TRUE;

IF SENO.TEST1LCAPTION='1' THEN
RESULTADOS.SALIDA.ROWCOUNT:=STRTOINT(SENO.NUMERO.CAPTION)
ELSE
RESULTADOS.SALIDA.ROWCOUNT:=STRTOINT(FUENTE.NP.TEXT);

DELT:=0.0;
DX10:=0.0;
DX20:=0.0;
X1:=0.0;
X2:=0.0;
TIMO:=0.0;
DX100:=0.0;
DX200:=0.0;
TIM:=0.0;
DX2:=0.0;
DFA:=0.0;
D:=0.0;
DELTDFA:=0.0;
D1:=0.0;
D2:=0.0;

GAMAT:=STRTOFLOAT(MODELOS.GAMAT1.TEXT);
GAMAW:=STRTOFLOAT(MODELOS.GAMAW1.TEXT);
DLIBRE:=STRTOFLOAT(MODELOS.DLIBRE1.TEXT);
IF CASOTRA=1 THEN
BEGIN
STALUD:=STRTOFLOAT(MODELOS.STALUD1.TEXT);
HLIC:=STRTOFLOAT(MODELOS.HLIC1.TEXT);
END
ELSE
BEGIN
STALUD:=2.86;

```

```
HLIC:=(STRTOFLOAT(MODELOS.HLIC1.TEXT))*0.75);
END;
```

```
SDILAT:=STRTOFLOAT(MODELOS.SDILAT1.TEXT);
ESFY:=STRTOFLOAT(MODELOS.ESFY1.TEXT);
DEFY:=STRTOFLOAT(MODELOS.DEFY1.TEXT);
```

```
ESFYP:= ESFY;
ESFYN:= -ESFY;
```

```
IF SENO.TEST1.CAPTION='1' THEN
N:=STRTOINT(SENO.NUMERO.CAPTION){TESTIGO PARA SABER QUE OPCION DE
ACELEROGRAMA}
ELSE
N:=STRTOINT(FUENTE.NP.TEXT);
```

```
XY1:=DEFY;
XY2:=-DEFY;
GAMAEF:=GAMAT-GAMAW;
```

```
{CALCULO DE LAS ACELERACIONES DE FLUENCIA}
```

```
AYUNO:=- 9.81/GAMAT/HLIC*((ESFY)-(GAMAEF*HLIC*SIN(STALUD*Pi/180)));
AYUPO:=9.81/GAMAT/HLIC*((ESFY)+(GAMAEF*HLIC*SIN(STALUD*Pi/180)));
```

```
AYUP:=AYUPO;
AYUN:=AYUNO;
```

```
FOR I:=1 TO N DO
BEGIN {INICIO DEL CICLO GENERAL}
```

```
{LEER DATOS DEL DISCO O EL ARCHIVO GENERADO}
```

```
IF SENO.TEST1.CAPTION='1' THEN
BEGIN
TIM:=STRTOFLOAT(FUENTE.GRID.CELLS[1,I]);
DX2:=STRTOFLOAT(FUENTE.GRID.CELLS[2,I]);
DELT:=TIM-TIMO;
TIMO:=TIM;
END
```

```
ELSE
BEGIN
DX:=STRTOFLOAT(FUENTE.GRID.CELLS[1,I]);
DX2:=DX;
TIM:=TIMO + DELT;
DELT:=STRTOFLOAT(FUENTE.DELTIME.TEXT);
TIMO:=TIM;
END;
```

```
IF SDILAT=0.0 THEN
BEGIN {INICIO DEL MODELO DE NEWMARK}
```

```
IF DX2 <= AYUN THEN
BEGIN
IF DX100=0.0 THEN
ONE(I)
ELSE
```



```

    THREE(I);
END

ELSE IF DX2 <= 0.0 THEN
BEGIN
    IF X2=0.0 THEN
        TWO(I)
    ELSE
        THREE(I);
    END
END

ELSE IF DX2 >= AYUP THEN
BEGIN
    IF DX10=0.0 THEN
        FOUR(I)
    ELSE
        TWO(I);
    END
ELSE
BEGIN
    IF X2=0.0 THEN
        TWO(I)
    ELSE
        THREE(I);
    END
END{FIN DEL MODELO DE NEWMARK}

ELSE {INICIO DEL MODELO MODIFICADO}
BEGIN
    IF DX2 <= AYUN THEN
        BEGIN
            IF DX100=0.0 THEN
                FIVE(I)
            ELSE
                EIGHT(I);
            END
        END
    ELSE IF DX2 <= 0.0 THEN
        BEGIN
            IF X2=0.0 THEN
                SIX(I)
            ELSE
                EIGHT(I);
            END
        END
    ELSE IF DX2 >= AYUP THEN
        BEGIN
            IF DX10=0.0 THEN
                SEVEN(I)
            ELSE
                SIX(I);
            END
        END
    ELSE
        BEGIN
            IF X2=0.0 THEN

```

```
SIX(I)  
ELSE  
  EIGHT(I);  
END
```

```
END;{FIN DEL MODELO MODIFICADO}
```

```
END;{FIN DEL CICLO GENERAL}  
PRINCIPAL.TRABAJANDO.Visible:=FALSE;  
PRINCIPAL.CORRIENDO.ACTIVE:=FALSE;  
PRINCIPAL.BOX.VISIBLE:=FALSE;
```

```
END; {FIN DE LA OPCION RUN}
```