

01/21
90



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES DURANTE
LICUACION INDUCIDOS POR SISMO".

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
I N G E N I E R A C I V I L
P R E S E N T A :
LUCIA JOSE MEJIA DORANTES



DR. VICTOR M. TABOADA URTUZUASTEGUI

MEXICO, D. F.

2003

9



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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A mi familia por ser mis amigos
y a mis amigos por ser mi familia.

b

Índice

1. Introducción
 - 1.1 Licuación
 - 1.2 Desplazamientos laterales: daños e importancia

2. Evidencias de respuesta dilatante
 - 2.1 En el campo
 - 2.2 En laboratorio
 - 2.3 En centrifuga

3. Modelo propuesto
 - 3.1 Pendiente infinita (slope)
 - 3.2 Pendiente finita (freeface)

4. Calibración de los modelos con experimentos en centrifuga

5. Programa de Cómputo para análisis de desplazamientos laterales
 - 5.1 Diagrama de flujo
 - 5.2 Operación del programa

6. Aplicación a casos historia de desplazamientos laterales
 - 6.1 Wildlife
 - 6.2 Manzanillo
 - 6.3 Alaska
 - 6.4 Niigata
 - 6.5 Heber Road

7. Conclusiones

8. Bibliografía

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Licuación

La licuación es un fenómeno que sucede generalmente en suelos sueltos saturados no cohesivos en el cual se pierde la resistencia y la rigidez debido a un sismo pero también puede suceder por cargas debidas a ondas producidas por tormentas en estructuras costa afuera, incrementos en la presión de poro debido al aumento del nivel freático en lugares hidráulicamente conectados o por efectos de cargas dinámicas como son explosiones, hincado de pilotes y tránsito pesado en vías de ferrocarril y autopistas, etc. Esto deriva en asentamientos de edificios, terraplenes, fallas en presas, plantas generadoras de energía, etc.

Se ha observado que la licuación sucede en casi todos los sismos largos, en algunos casos causando múltiples daños. Un ejemplo claro es lo sucedido en Niigata, Japón en 1964, cuando el sismo causó daños por varios miles de millones de dólares.

El término de licuación se usó por primera vez en un artículo publicado por Hazen en 1920, en donde se describió la falla que sufrió la presa de Calaveras, cerca de San Francisco, California durante el sismo del 24 de Marzo de 1918, en donde un flujo de aproximadamente 732,000 m³ de arena saturada se desplazó 91 m. Hazen describió el fenómeno de la siguiente manera. Cuando un material granular tiene sus poros llenos de agua y esta bajo presión, se reconocen dos estados: en el primero, el normal, las partículas se presionan unas contra otras en algunos puntos. El agua dentro de los poros no interfiere con la presión de las partículas. Sin embargo, en el segundo caso, debido a un golpe, el agua en los poros está sujeta a presión, lo que hace que trate de separar a las partículas, por lo que se reduce la presión de los sólidos y la resistencia a la fricción del material disminuye. Si la presión del agua no es lo suficientemente grande para soportar la carga, el agua tratará de salir del suelo provocando un fenómeno que solo durará unos cuantos segundos.

A partir de 1964 se ha estudiado este fenómeno y los avances que se tienen son impresionantes, desde sus causas, así como el análisis y la evaluación del potencial de licuación para sitios determinados, llegando así a desarrollar la tecnología necesaria para mitigar los daños que se pudieran producir. Todo esto gracias a observaciones en el campo durante y después de sismos, experimentos en laboratorio en muestras saturadas, experimentos en centrifuga y mesas vibratorias, así como su representación en modelos computacionales.

El fenómeno de licuación se debe a que en el suelo, el espacio entre las partículas sólidas está ocupado por agua, ésta ejerce una presión sobre ellas que influye como tensión. Antes de un sismo, la presión del agua es relativamente baja, sin embargo, la excitación del sismo puede causar que la presión del agua se incremente a un punto donde las partículas del suelo pueden fácilmente moverse unas con respecto a otras. Observando atentamente las partículas sólidas del suelo, podemos ver que cada partícula está en contacto con otras (figura 1.1). El peso sumergido de las partículas produce fuerzas de contacto entre ellas, esas fuerzas en conjunto proporcionan la resistencia del suelo (figura 1.2).

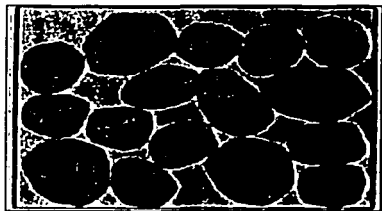


FIGURA 1.1 Conjunto de partículas de un depósito de suelo

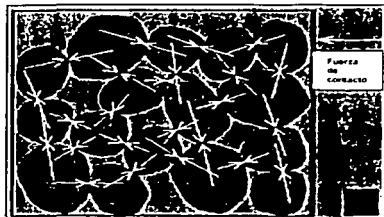


FIGURA 1.2 Las flechas representan la magnitud de las fuerzas de contacto entre las partículas sólidas antes de ocurrir el fenómeno de licuación

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. Los tipos de sedimentos con mayor susceptibilidad a licuación, son los depósitos de arena limosos, pero ocasionalmente, puede presentarse licuación en materiales gravosos.

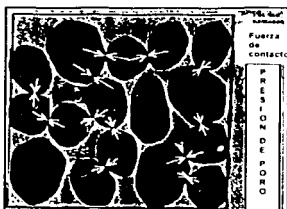


FIGURA 1.3 Fuerzas de contacto reducidas entre las partículas de suelo durante el fenómeno de licuación

En la figura 1.3, se observa cómo la magnitud de las fuerzas de contacto se reduce 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.

En las condiciones de licuación, el suelo puede deformarse con pequeña resistencia cortante; cuando las deformaciones son importantes causan 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.

Es importante notar que actualmente se utiliza la palabra licuación para muchos fenómenos que tienen que ver con la pérdida de resistencia o la reducción de rigidez de una masa de suelo no cohesiva saturada, lo que provoca grandes deformaciones en el suelo. Siendo estrictos, se deben distinguir dos fenómenos diferentes: Licuación y movilidad cíclica. En la tabla 1.1 se muestran algunas diferencias entre ambos fenómenos.

La movilidad cíclica es un fenómeno en donde se presenta una pérdida temporal de la rigidez de un suelo asociado al incremento de la presión de poro debido a cargas dinámicas. Es importante notar que durante la ocurrencia del fenómeno, el suelo sólo pierde la resistencia de manera temporal (durante la carga pero se recupera durante la descarga), a pesar de que ocurren deformaciones importantes debido a la pérdida de rigidez. En general, este fenómeno se presenta con mayor frecuencia en las arenas medias a densas saturadas sujetas a una carga cíclica con un volumen constante de agua. Un ejemplo de esto, son los desplazamientos laterales que se desarrollan paulatinamente cuando el esfuerzo cortante estático más las fuerzas de inercia exceden la resistencia del material.

En cambio la licuación se observa en suelos no cohesivos saturados (como lo son las arenas sueltas saturadas) y su principal característica es la gran masa de suelo que falla y el poco tiempo en el que sucede además de que éste sí envuelve una pérdida de la resistencia total y es mucho más catastrófico que la movilidad cíclica.

Tabla 1.1 Diferencias entre licuación y movilidad cíclica (Verdugo, 1992)

Falla de flujo o licuación	Movilidad cíclica
Considera una pérdida en la deformación cortante.	No existe pérdida en la deformación cortante.
Se realiza solamente cuando las fuerzas actuantes son mayores que la deformación en el estado límite no drenado.	Si no existen las condiciones para una falla de flujo; a mayores deformaciones actuantes, mayores son las deformaciones cíclicas.
Se acciona por una carga estática o cíclica, siempre y cuando la carga sea lo suficientemente rápida para poner al suelo bajo condiciones no drenadas.	Se desarrolla solamente bajo la aplicación de una carga cíclica en condiciones no drenadas.
Durante la falla de flujo, los esfuerzos efectivos caen hasta valores constantes los cuales son cero solamente en casos de suelos arenosos muy sueltos.	La movilidad cíclica se asocia a esfuerzos efectivos que momentáneamente tienden a cero.
Durante la falla de flujo, el suelo se deforma continuamente debido a la deformación residual cortante.	Durante la movilidad cíclica, el suelo llega a deformaciones cíclicas sin llegar a su última resistencia cortante.
Tiene deformaciones muy largas que provocan daños a grandes distancias.	Tiene un moderado nivel de deformación, lo suficiente para causar daños.

1.2 Desplazamientos laterales: Daños e importancia

Los desplazamientos laterales son, como su nombre lo indica, desplazamientos de grandes bloques superficiales de suelo como resultado de la licuación en una capa subsuperficial. El movimiento ocurre como respuesta a la combinación de fuerzas gravitacionales y de inercia generadas por un sismo. Los desplazamientos laterales generalmente se desarrollan en pendientes suaves (generalmente entre 0.3 y 3°), se desplazan varios metros, dependiendo de la vibración del bloque cuando la duración del sismo es muy larga. El suelo desplazado generalmente falla internamente causando fisuras, agrietamientos, e inclinaciones para formar una superficie de falla.

Los desplazamientos laterales generalmente destrazan las cimentaciones de edificios construidas en el área donde se desarrollan las fallas, destruyendo líneas de conducción, tuberías y cualquier otra estructura que se encuentre en el pie de falla.

El daño causado por desplazamientos laterales es mayor en comparación al causado por cualquier otro tipo de falla por licuación, como lo sucedido en Alaska en 1964, causando daños en más de 250 puentes, canales, edificios, etc.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

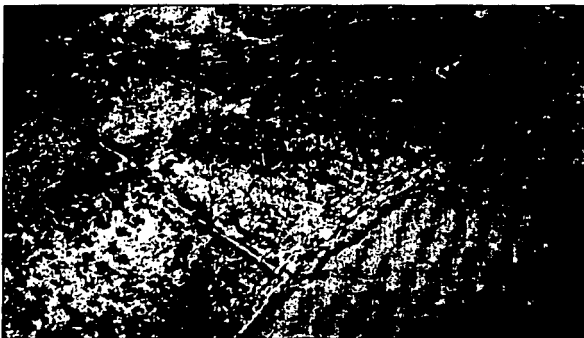


FIGURA 1.4 Desplazamiento lateral del valle hacia el río Montagua en el sismo de Guatemala en 1976. Se observan grietas en la superficie del suelo paralelas a la orilla del río (Tomado del libro: Kramer, 1996).

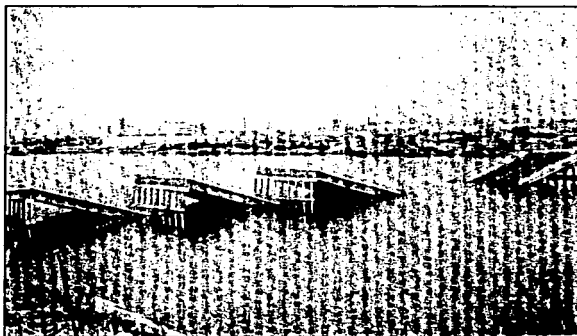


FIGURA 1.5 Se muestra el puente Showa después del sismo de Niigata en 1964. El puente falló debido a que los desplazamientos laterales causaron que las pilas de cimentación del puente se movieran y giraran lo suficiente para que el puente fallara en un instante (Tomado del libro: Kramer, 1996)

TESIS
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO II

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2. EVIDENCIAS DE RESPUESTA DILATANTE

Para entender mejor el comportamiento de los suelos es importante notar que existe gran diferencia entre los suelos y los materiales modificados por el hombre como son el concreto y el acero. Una de las diferencias mas significativas sucede cuando se someten a esfuerzos cortantes. Los materiales modificados no muestran diferencias importantes en su volumen mientras que los suelos pueden mostrar un aumento importante dependiendo de su estado inicial de esfuerzos y de su densidad. Esta tendencia al cambio de volumen muestra un cambio importante en la resistencia del suelo.

Desde 1885, Reynolds encontró que cuando una muestra de arenas densas está sujeta a esfuerzos cortantes, tendrá un incremento de volumen, conocido como dilatación. También estableció que la magnitud de la dilatación depende a su vez de la relación de distorsión y del arreglo de los granos en el medio.

Taylor, en 1948, realizó ensayos de corte directo, drenadas y no drenadas, en arenas de Ottawa. Hizo notar el impacto que tiene el cambio de volumen sobre la resistencia del suelo, lo que llamó "trabado de partículas".

En 1977, Youd explicó el proceso del fenómeno de dilatación de la siguiente manera (figura 2.1): Cuando se presenta una perturbación en el suelo, las partículas experimentan una deformación en sentido contrario a las manecillas del reloj (figura 2.1.B). El resultado es: la compactación de la estructura para una condición totalmente drenada, compactación e incremento de la presión de poro para la condición parcialmente drenada, e incremento en la presión de poro para la condición totalmente no drenada. Debido al giro de las partículas y su deslizamiento que experimentan unas sobre otras (figura 2.1.C), se provoca la dilatación; esto provoca una estabilidad de las partículas, en algunos casos solo temporal, lo que impide que sigan girando (figura 2.1.D).

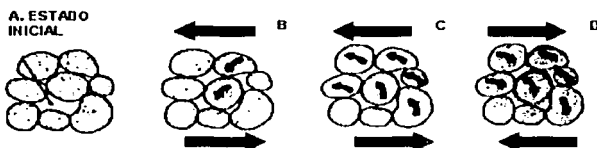


FIGURA 2.1 Diagrama que muestra el fenómeno de dilatación propuesto por Youd en 1977.

Bishop en 1954, usando datos de pruebas triaxiales, derivó una expresión para el ángulo de fricción basado en principios de energía con el fin de cuantificar la resistencia del suelo debido a la dilatación. 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 se aplicaba la metodología de

Bishop utilizando datos de esfuerzos totales aplicados a la falla obtenidos de ensayos de corte directo, el ángulo de fricción resultante ϕ_{dr} excedía el ángulo de fricción ϕ_u de las partículas de material granular. Entonces, Rowe sugirió que una cantidad adicional de energía es absorbida durante el corte, dependiendo del estado de compactación y la historia de esfuerzos. Estableciendo que ésta energía adicional se disipa en un proceso de reacomodo de las partículas.

Este fenómeno de reacomodo de partículas, se conoce como *fricción cinemática*, el cual se explica mediante la figura 2.2: Para que se provoque la falla inicial, se tiene que aplicar un valor de ϕ tal que $\phi = \phi_u + \beta$, (β es el ángulo sobre el cual ocurre deslizamiento) por lo que se provoca una dilatación positiva. Para pasar de este pico y regresar al contacto original, las fuerzas tienen que llegar a un valor menor, $\phi = \phi_u - \beta$, asociado a un cambio de volumen negativo (contracción). Si el proceso se mantuviera en continuo movimiento, el cambio de volumen promedio sería cero y el valor de $\phi = \phi_{cu}$ (ϕ_{cu} es el ángulo de fricción a volumen constante definido por Casagrande en 1936 y Taylor en 1948). Sin embargo, solo se llega a este estado después de someter al suelo a largos estados de deformación y un reacomodo considerable de las partículas. Es en este estado cuando ya no existe resistencia a la dilatación y por lo tanto tampoco cambio de volumen. Es importante decir que este estado no depende de la presión de confinamiento ni de la densidad del material.

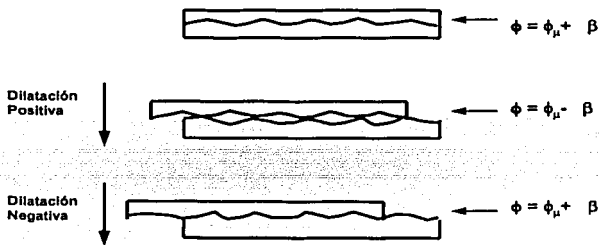


FIGURA 2.2 Mecanismo de dilatación de Rowe (Rowe, 1962).

Rowe propuso una teoría para relacionar esfuerzos y dilatación, 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.

A continuación se discuten tres tipos de evidencias del comportamiento dilatante que se tienen en los suelos como son en el campo, en el laboratorio y en la centrifuga.

2.1 En el campo

Durante el sismo de Superstition Hills, al sur de California el 24 de noviembre de 1987, el sitio conocido como "Wildlife refuge site" se licuó y desarrolló un desplazamiento lateral hacia el oeste del río Alamo. El sitio consistía en 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.

Lo más importante de este sitio es que estaba previamente instrumentado con tres componentes de acelerómetros, uno de superficie y los otros dos a una profundidad de 7.5m, así como seis piezómetros. Por lo que se pudieron registrar por primera vez, excesos en la presión de poro hasta del 100% durante un sismo. A partir de estos registros se han podido hacer importantes investigaciones en la materia.

Zeghal y Elgamal, en 1994, utilizaron estos registros para obtener la estimación de la respuesta promedio de los registros de esfuerzo-deformación cortante y trayectoria de esfuerzos efectivos, con el fin de conocer el comportamiento sísmico del sitio durante el fenómeno de licuación, asociado a la pérdida de rigidez del suelo.

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.

En la figura 2.3 se muestra el perfil del sitio con la localización de los acelerómetros, SM2 en la superficie y SM1 debajo de la base de la capa de arena limosa a 7.5 m de profundidad.

Es interesante conocer la historia de los eventos relacionados al sitio, ya que como se dijo en el capítulo anterior, muchas veces los efectos debidos al incremento de la presión de poro se pueden desarrollar mucho tiempo después de ocurrido el evento. En el primer evento ocurrido cerca de Superstition Hills, en el Rancho Elmore (ER) el 23 de Noviembre, a las 17:54 PST, con magnitud $M = 6.2$, no se observó incremento en la presión de poro. El segundo evento, en Superstition Hills (SH) el 24 de Noviembre a las 5:15 PST, con magnitud $M = 6.6$, si generó un incremento en la presión de poro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

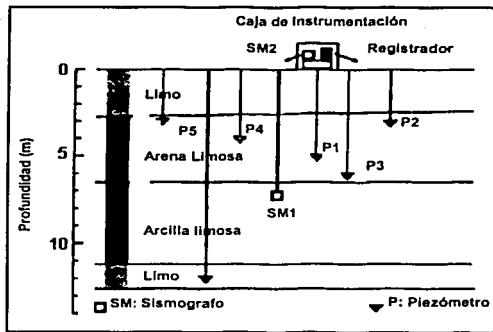


FIGURA 2.3 Sección transversal del sitio SH (Bennett et al, 1984)

El sismo del primer evento (ER) fue moderado, 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 2.4). No se detectan cambios en la presión de poro en los registros obtenidos de este evento. Estos registros proporcionan una fuente valiosa de información sobre las condiciones del sitio antes de la licuación ocurrida en SH.

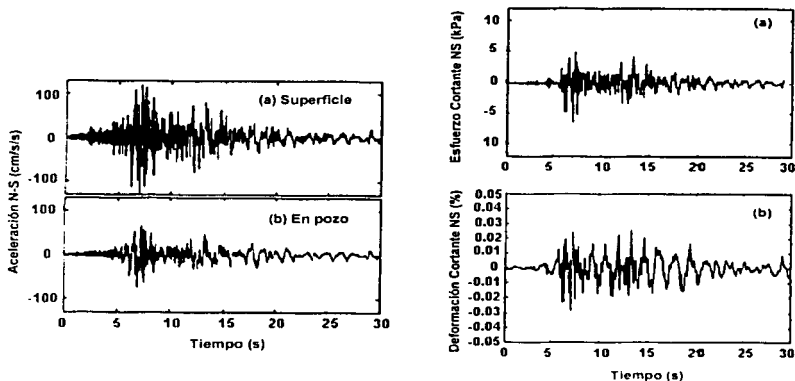


FIGURA 2.4 Registros NS de aceleración en superficie y pozo (a 7.5m) y esfuerzo y deformación cortante (a 2.9m) obtenidos mediante el sismo de 1987 en el Rancho Limón, Zedra y Elgamal (1994)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Al siguiente día, el movimiento sísmico en SH fue más fuerte, con altos incrementos en la presión de poro. En las figuras 2.5 y 2.6 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 2.7 se muestran los excesos de presión de poro medidos por P5 (a 2.9 m de profundidad). Si analizamos de manera conjunta los registros obtenidos de SH (figuras 2.5 a 2.8) podemos comprender lo que sucedió durante el sismo:

Etapa 1 (0.0 – 13.7 s). La aceleración del suelo tuvo amplitudes pequeñas (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). Es la etapa de mayor intensidad (con aceleraciones pico de 0.21g y 0.17g en superficie y pozo, respectivamente). La presión de poro se incrementó rápidamente, llaman la atención las dos disminuciones instantáneas de la presión de poro registradas por medio de picos negativos en los registros de aceleración de superficie (picos 1 y 2 en la figura 2.7).

Etapa 3 (20.6 – 40.0 s). Los registros de aceleración no excedieron de 0.06g (en superficie y en pozo), los periodos se incrementan considerablemente con respecto a las etapas 1 y 2. La presión de poro siguió incrementándose, pero aparecen un mayor número de picos negativos, lo que implica un mayor número de disminuciones instantáneas de la presión de poro. (picos 3 – 7 en la figura 2.7).

Etapa 4 (40.0 – 96.9 s). Las amplitudes y la frecuencia disminuyen considerablemente. El exceso de la presión de poro ha alcanzado una gran magnitud al término de la tercer etapa, continua incrementándose a menor proporción, nuevamente con continuas disminuciones en la presión de poro. (figura 2.7).

Con los registros de aceleraciones y de presión de poro fue posible obtener 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:

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

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

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

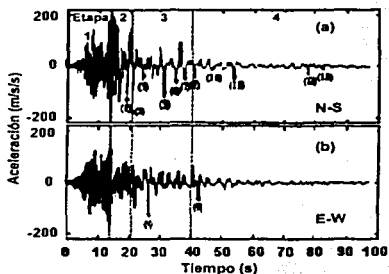


FIGURA 2.5 Sismo de SH, registro de aceleración de superficie: (a) N-S; (b) E-W; Zeghal y Elgamal (1994).

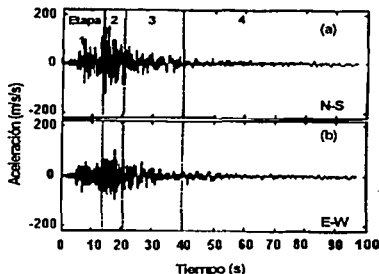


FIGURA 2.6 Sismo de SH, registros de aceleración de pozo (7.5 m): (a) N-S; (b) E-W; Zeghal y Elgamal (1994).

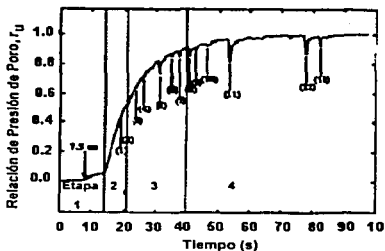


FIGURA 2.7 Sismo de SH, medición de presión de poro por el Piezómetro P3 (a la profundidad de 2.9 m), Zeghal y Elgamal (1994).

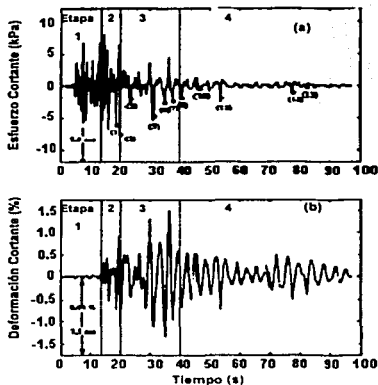


FIGURA 2.8 Sismo de SH (a) historia de esfuerzo cortante NS (a la elevación de P3 o 2.9 m de profundidad), (b) historia de deformación cortante NS; Zeghal y Elgamal (1994)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde:

a_z = 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 (aproximadamente 2000 kg/m^3)

En las figuras 2.4 a 2.8 se observan las gráficas NS de esfuerzo y deformación cortante promedio durante los sismos de ER (Elmore Ranch) y SH (Superstition Hills) respectivamente, 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 no mostró una apreciable degradación de la rigidez del suelo; mientras que la respuesta observada en SH indica una progresiva pérdida de rigidez y reducción de la resistencia de fluencia.

Si analizamos las gráficas de la figura 2.9 podemos observar el ciclo de histéresis para el para Elmore Ranch y para Superstition Hills en la dirección NS. Mientras que para ER no se observan grandes deformaciones cortantes, para SH el ciclo es totalmente diferente: el esfuerzo cortante aumenta notablemente junto con un incremento de la deformación cortante, después una súbita caída del esfuerzo cortante acompañado por una disminución de la deformación cortante. Aquí sucede un reajuste de las partículas por lo que nuevamente se vuelve a incrementar notablemente el esfuerzo cortante junto con la deformación cortante. Este ciclo se vuelve a repetir varias veces pero no con las mismas magnitudes debido al reajuste de partículas que sufre el suelo. Podemos decir que este reajuste está directamente relacionado con las caídas repentinas de la presión de poro observadas en la figura 2.7.

Lo anterior muestra que se debió presentar el fenómeno de dilatación en el sismo de Superstition Hills como lo habían explicado algunos investigadores. Como se puede observar, es la dilatación del suelo la que controla su comportamiento, por lo que son las propiedades del suelo las que pueden regir la magnitud del desplazamiento lateral.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

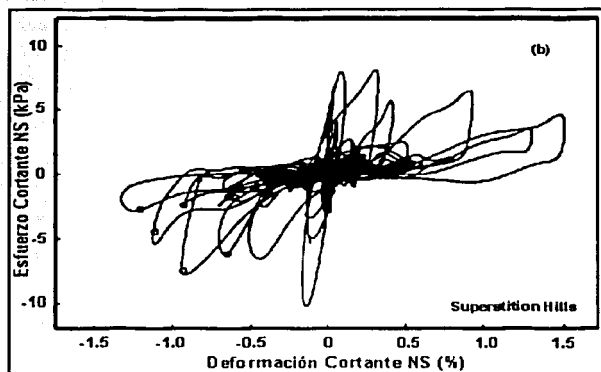
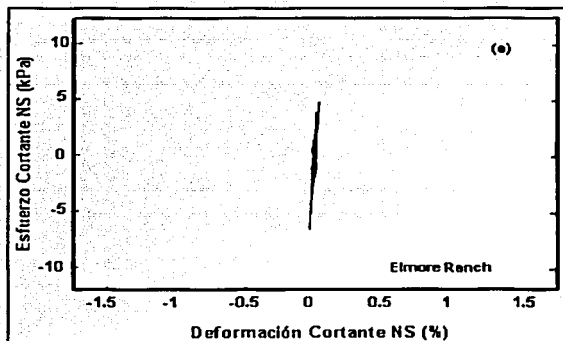


FIGURA 2.9. Historia esfuerzo- deformación cortante NS (a la elevación del P5 o 2.9 m de profundidad): (a) sismo de Elmore Ranch; (b) sismo de Superstition Hills; Zeghal y Elgamal (1994).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2 En laboratorio

Los primeros análisis cuantitativos fueron dirigidos por Seed y Lee (1966) en la Universidad de California en Berkeley (UCB), continuando con los análisis realizados en la presa de San Fernando después del sismo de San Fernando en 1971 (Lee et al. 1975). A partir de ensayos triaxiales cíclicos no drenados a esfuerzos controlados, demostraron que si se aplican una serie de esfuerzos cíclicos de magnitud relativamente baja en arenas saturadas con compacidad media a alta, se pueden desarrollar presiones de poro muy altas, e inducir deformaciones importantes en muestras que presentan un comportamiento dilatante bajo condiciones de carga estática. Por otro lado, demostraron que las muestras de arena suelta licuada sujeta a una carga estática desarrollaron una resistencia apreciable a deformarse debido al comportamiento dilatante. En la figura 2.10 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.

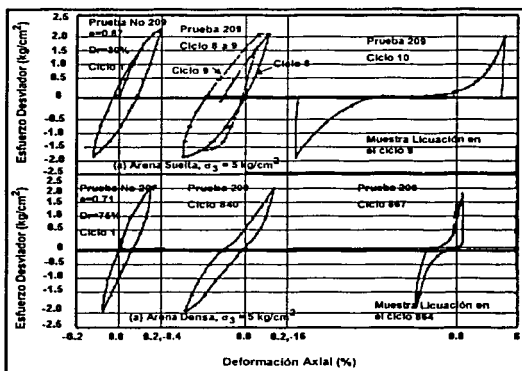


FIGURA 2.10 Curvas de histéresis en ensayos cíclicos en arenas del río Sacramento (Seed y Lee, 1966).

La disminución de la deformación debido al fenómeno de 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 2.11 muestra resultados de ensayos cíclicos con torsión obtenidos por Ishihara (1985), y en la figura 2.12 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 ensayo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

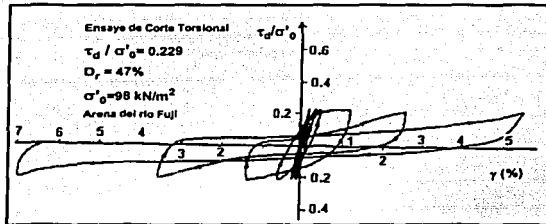


FIGURA 2.11 Curva esfuerzo-deformación en ensayo cíclico con torsión en arena suelta del río Fuji en Japón (Ishihara, 1985).

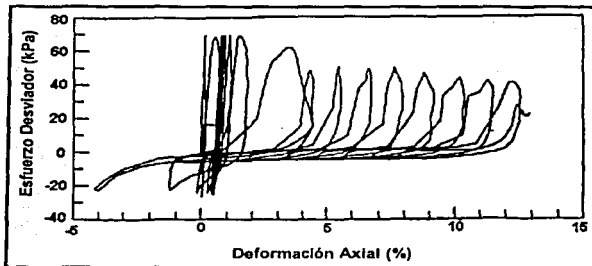


FIGURA 2.12 Historia de esfuerzo-deformación cortante en ensayo triaxial cíclico no drenado sobre arena de Nevada con $D_r = 40\%$ Ensayo 40-38 del proyecto VELASC (Arulmoli et al., 1992).

A continuación se presentan más evidencias de dilatación de arenas durante cargas cíclicas no drenadas obtenidas por diversos investigadores; en la figura 2.13 se muestran los resultados obtenidos por Ishihara en 1985, en ensayos triaxiales con torsión y en la figura 2.14 se muestran los resultados obtenidos por Arulmoli et al en 1992, en ensayos de corte directo simple cíclico en arena de Nevada

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

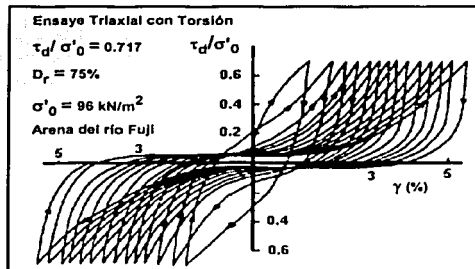


FIGURA 2.13 Curva esfuerzo – deformación cíclica obtenida en ensayos triaxiales no drenada con torsión en arenas saturadas (Ishihara, 1985).

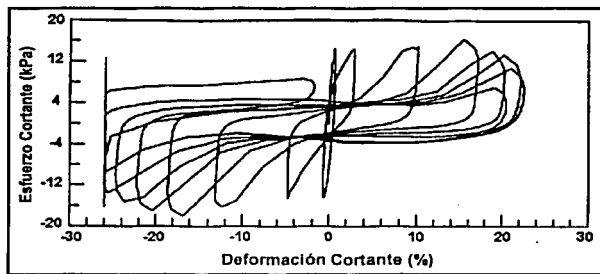


FIGURA 2.14 Resultados de ensayo de laboratorio de corte simple directo cíclico no drenada en arena de Nevada con una densidad relativa de 60% (Arulmoli, 1992).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2 En centrífuga

El problema de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación se ha modelado a través de la centrífuga con resultados bastante alentadores (Fiegel y Kutter, 1994; Taboada, 1995). Sin embargo, el principal problema del modelado en centrífuga es su alto costo.

La centrífuga es un mecanismo que gira y por lo tanto simula un mayor estado de esfuerzos en una estructura a escala o un modelo de suelo mediante el incremento del campo gravitacional, permitiendo conocer el estado de esfuerzos de la estructura a una profundidad mayor que con otros métodos.

Estudios realizados por Taboada (1995) y Sharp (1999) en la centrífuga, demostraron lo siguiente:

- Existe 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%.

Para ello, tanto Taboada como Sharp, utilizaron una caja laminar pero con diferentes fluidos, el primero utilizó agua y el segundo un fluido viscoso.

Los experimentos en centrífuga realizados por Taboada simulan una superficie horizontal o un talud con pequeña inclinación, de 10 m de espesor de arena gruesa saturada conocida como pendiente infinita, la compacidad relativa fue de 40%-45%, colocada sobre una base rígida impermeable. Desgraciadamente, en el campo es difícil encontrar estratos homogéneos ya que en la realidad es más común observar depósitos tanto de arena fina o arena limosa como estratificados con diferentes permeabilidades.

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 M2-6 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. 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.

En la figura 2.15 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 2.15, r_u es la relación de exceso de presión de poro.

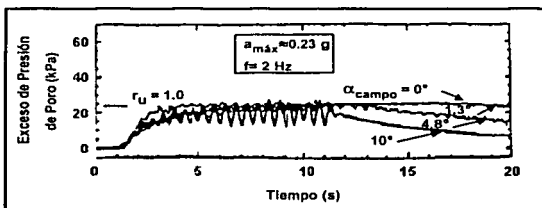


FIGURA 2.15 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con inclinación prototipo del talud (Taboada y Dobry, 1998).

El efecto de la frecuencia sobre la generación de la presión de poro puede observarse en la figura 2.16; ya que para 1Hz la variación de la presión de poro es mayor que para 2Hz. En ambos casos es la misma profundidad. Esto nos muestra un comportamiento dilatante mayor para una menor frecuencia. En las siguientes figuras también se observa el mismo comportamiento.

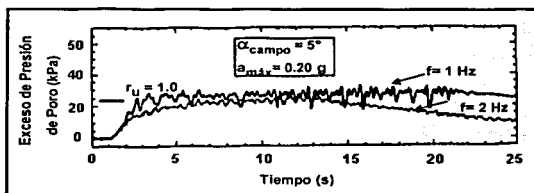


FIGURA 2.16 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con la frecuencia de excitación (Taboada y Dobry, 1998).

En la figura 2.17 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 negativos, que en el caso en que $f = 2$ Hz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

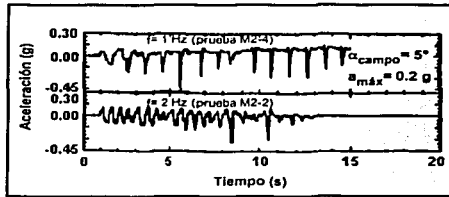


FIGURA 2.17 Registro de aceleración a 2.5 m prototipo con la frecuencia de excitación (Taboada y Dobry, 1998).

Las aceleraciones cuesta arriba (en donde se presenta una caída de la presión de poro) de la figura 2.18 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 2.18 por la coincidencia de los picos de aceleración negativos y las disminuciones en los registros de presión de poro correspondientes al mismo tiempo.

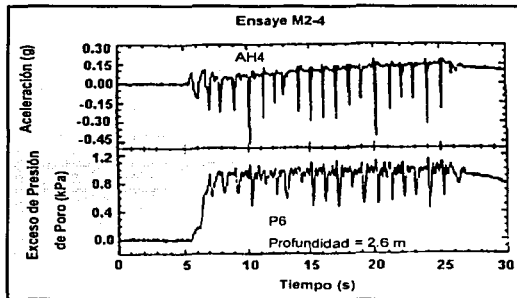


FIGURA 2.18 Registro de aceleración lateral y presión de poro en el suelo a una profundidad de 2.6 m (Ensayo M2-4), Taboada y Dobry (1998)

En la figura 2.19 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.

Finalmente, podemos observar en la figura 2.19 que se tiene una respuesta dilatante solamente cuando la deformación se experimenta cuesta abajo, mientras que cuesta arriba se observa 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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

muestra en la figura 3.24, en el ensayo 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 $\gamma = 7\%$ especialmente en los primeros seis ciclos.

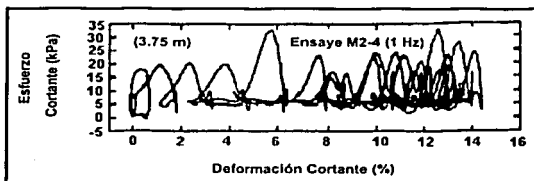


FIGURA 2.19 Historias de esfuerzo-deformación cortante a 3.75 m de profundidad para el ensayo M2-4; Taboada y Dobry (1998).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO III

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3. Modelo Propuesto

En esta tesis se analizan dos tipos de desplazamientos laterales, aquellos desplazamientos en taludes con pequeña inclinación, conocidos como taludes de pendiente infinita o *slope* y para taludes con superficie libre, conocidos como finitos o *freeface*.

En ambos casos se utiliza el modelo del bloque deslizante propuesto por Newmark. En realidad este modelo fue originalmente propuesto por Whitman en 1953 y después desarrollado por Newmark en 1965 y, por Makdisi y Seed en 1978. Básicamente se asume que cuando una masa de suelo recibe un impacto que lo acelera hacia arriba de la cuesta, el bloque rígido trata de seguirlo. Sin embargo, cuando la aceleración de la cuesta excede un cierto límite, el bloque ya no puede seguir el movimiento y se desliza hacia abajo. Entonces, si la aceleración cambia de sentido, como es el caso de los sismos, el bloque se deslizará hacia arriba de la pendiente durante el ciclo cuesta abajo, siempre y cuando el nivel de aceleración sea lo suficientemente grande. Esta aceleración máxima se conoce como aceleración de fluencia (a_y), la cual se transmite al bloque deslizante antes de que el deslizamiento ocurra y se controla mediante el ángulo de inclinación de la cuesta y por la fuerza de fricción entre el bloque y la rampa.

3.1 Pendiente infinita (*slope*)

El modelo del bloque deslizante de Newmark se ha utilizado para explicar el desplazamiento lateral de un talud para diferentes estructuras y sitios. Entre ellos tenemos el sitio *Heber Road* en Imperial Valley, California (Castro en 1987) y el caso de la presa *La Villita* en México (Succarich et al. en 1993).

Este modelo se basa en idealizar el estrato potencialmente licuable como un bloque que descansa sobre un plano inclinado, debido a que se ha observado que el espesor del suelo tiende a ser uniforme. El bloque se encuentra totalmente sumergido por ser éste el caso en el que un talud se encuentra junto a cuerpos de agua durante un evento sísmico. También se considera el talud como infinito en dirección perpendicular al plano en estudio.

Existen dos modelos, el modelo de bloque deslizante de Newmark y el modelo modificado del bloque deslizante de Newmark. El segundo toma en cuenta el incremento de la resistencia del suelo a largas deformaciones debido a la dilatación. A continuación explicamos ambos modelos.

Debido a que la masa del suelo se mueve cuando la aceleración del suelo (cuesta arriba) excede la aceleración de fluencia del suelo 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 3.1; posteriormente el bloque empieza a fluir y se mueve en dirección cuesta abajo. La figura 3.2 muestra el diagrama de equilibrio cuando la aceleración a_y se aplica cuesta arriba del talud.

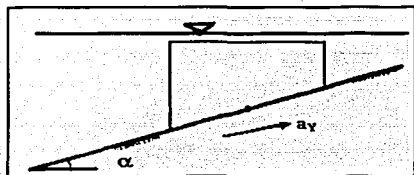


FIGURA 3.1 Condición del bloque deslizando.

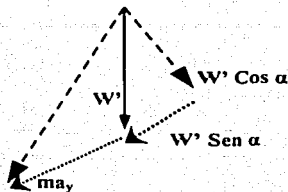


FIGURA 3.2 Diagrama de equilibrio dinámico cuando se aplica una aceleración de fluencia cuesta arriba del talud.

Dividiendo las fuerzas que actúan sobre el bloque y las fuerzas resistentes siguiendo la segunda ley de Newton tenemos:

Fuerza actuante sobre el bloque:

$$m \times a_y + W' \times \text{sen } \alpha \quad (3.1)$$

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 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:

$$\text{Esfuerzo actuante} = \rho \times Z \times a_y + \gamma' \times z \times \text{sen } \alpha \quad (3.2)$$

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

$$\tau_r = \rho \times Z \times a_y + \gamma' \times Z \times \text{sen } \alpha \quad (3.3)$$

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:

$$a_y = \frac{1}{\rho \times Z} [\tau_r \pm \gamma' \times Z \times \text{sen } \alpha] \quad (3.4)$$

Donde:

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

g = Aceleración de la gravedad.

ρ = Densidad del suelo analizado.

γ' = Peso volumétrico efectivo del suelo.

α = Ángulo de inclinación de la ladera.

τ_γ = 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_γ .

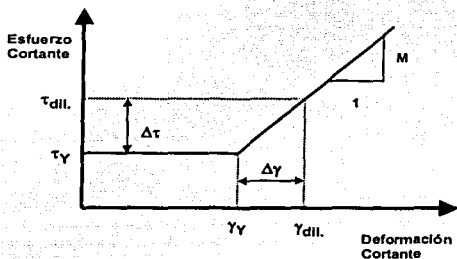


FIGURA 3.3 Concepto del incremento de la resistencia al esfuerzo cortante.

De la figura 3.3, se define la relación de dilatación, M , de la siguiente manera:

$$M = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (3.5)$$

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

$$\Delta\tau = \Delta\gamma * M \quad (3.6)$$

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 :

$$\Delta\tau = \rho * \Delta a * Z \quad (3.7)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde ρ es la densidad de suelo analizado; si resolvemos la expresión (3.7) para Δa y sustituimos la ecuación (3.6), tenemos lo siguiente:

$$\Delta a = \left[\frac{\Delta \tau}{Z^* \rho} \right] = \left[\frac{M^* \Delta \gamma}{Z^* \rho} \right] \quad (3.8)$$

Cuando la deformación de fluencia, γ_f , es excedida durante el desplazamiento del suelo, se provoca la dilatación del suelo como un reflejo del incremento de la resistencia residual, entonces es necesario utilizar el modelo modificado del bloque deslizante en el cual se propone que la aceleración de fluencia durante la etapa de dilatación, se definida por:

$$a_{y_{dilat}} = \left\{ \frac{1}{\rho \times z} [r_y \mp \gamma' \times z \times \text{sen } \alpha] \right\} \pm \left[\frac{M \times \Delta \gamma}{z \times \rho} \right] \quad (3.9)$$

En la expresión (3.9) 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. 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. Por lo tanto, el signo positivo del primer término de la expresión (3.9) 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 (3.9) 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 Elgarnal, 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_f), propiedades físicas del suelo, así como los parámetros de dilatación propuestos. 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.

3.2 Taludes finitos (freeface)

Este tipo de desplazamientos suele presentar un mecanismo diferente al que se tiene para 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 3.4) y los desplazamientos en Echigo (figura 3.5), (Hamada et al. 1986).



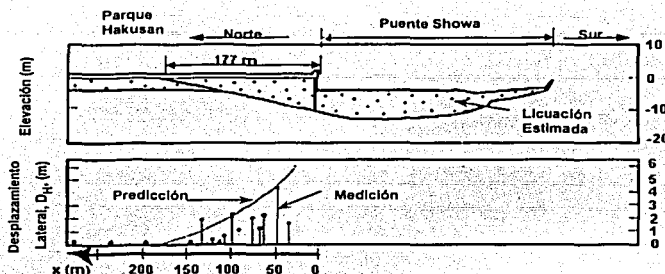


FIGURA 3.4 Comportamiento de los desplazamientos laterales y espesores de licuación presentados en el puente Showa, en el río Shinano (Hamada et al. 1986).

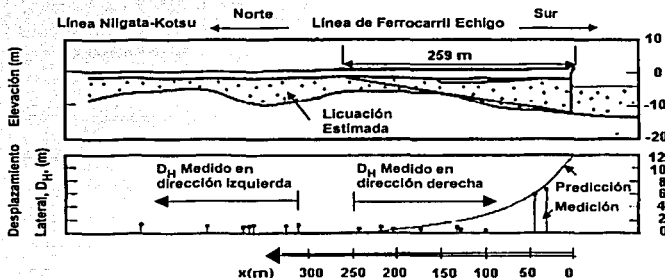


FIGURA 3.5 Comportamiento de los desplazamientos laterales y espesores de licuación presentados en Echigo, en el río Shinano, después del sismo de Niigata en 1964 (Hamada et al. 1986).

Como se puede observar en las dos figuras anteriores, los desplazamientos laterales van disminuyendo al alejarnos de la superficie libre, junto con una disminución proporcional del espesor del estrato licuado; los desplazamientos tienden a ser nulos cuando el espesor licuado es muy pequeño. Dobry et al. en 1995 junto con Ishihara 1997 concluyeron 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 3.6, 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 3.6) 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 3.6.
- 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.

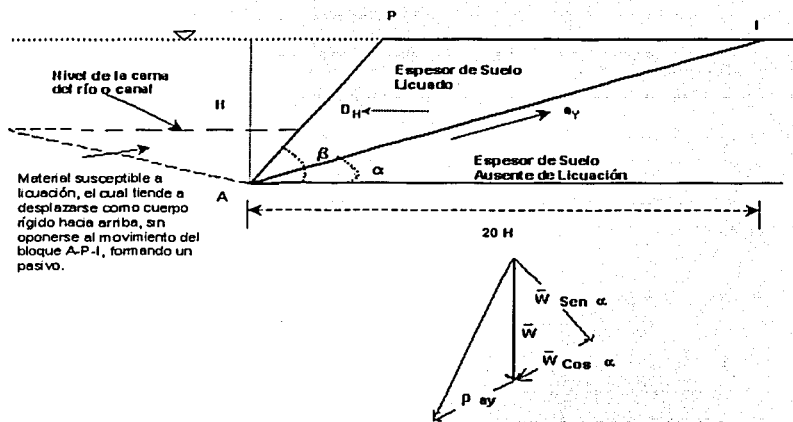


FIGURA 3.6 Mecanismo de desplazamientos laterales debidos a licuación en un talud con superficie libre.

Al realizar el equilibrio dinámico del bloque analizado en la figura 3.6, Villegas (2001) propone una expresión para definir la aceleración de fluencia en función de los parámetros señalados en la misma figura:

$$a_y = \frac{1}{\rho H} \left\{ \left[\frac{2 \tau_y}{\left[1 - \frac{1}{20} \tan(90^\circ - \beta) \right]} \mp \gamma' H \text{ sen } \alpha \right] \right\} \quad (3.10)$$

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 3.6:

$$a_y = \frac{1}{\rho H} \left\{ \left[\frac{2 \tau_y}{\left[1 - \frac{1}{20} \tan(90^\circ - \beta) \right]} \mp \gamma' H \text{ sen } \alpha \right] \mp \left[\frac{M \times \Delta \gamma}{H \times \rho} \right] \right\} \quad (3.11)$$

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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPITULO IV

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

30A

4. Calibración de los modelos con experimentos en centrifuga

Las principales Instituciones que han investigado a fondo el fenómeno de los desplazamientos laterales por medio de la centrifuga son: RPI (Rensselaer Polytechnic Institute), la Universidad de California (Davis) y Caltech (Arulanandan y Scott, 1993).



FIGURA 4.1 Centrifuga en la Rensselaer Polytechnic Institute

Los ensayos realizados por éstas han sido iguales con el fin de unificar criterios. Debido a lo anterior los resultados que se muestran en las figuras 4.2 y 4.3 son similares. En la figura 4.3 se observa que los desplazamientos laterales cesan tan pronto la excitación termina, aproximadamente a los 12 segundos, también se observa una 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 llega a 3.5 m de profundidad, donde éste permaneció después de la excitación. Esta frontera separó claramente las condiciones de un suelo

licuado y no licuado. Como ya se mencionó, la acumulación de los desplazamientos laterales está correlacionada con el registro de presión de poro.

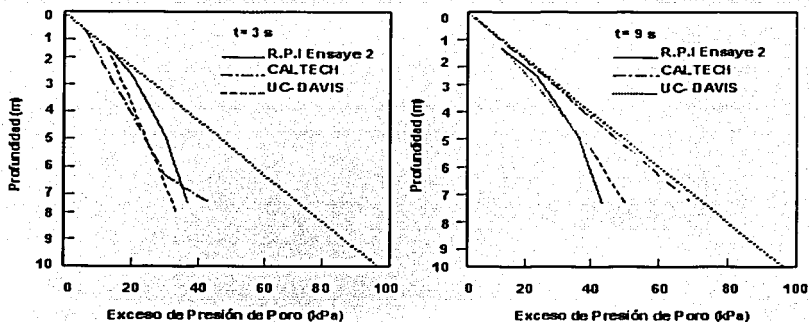


FIGURA 4.2 Registros de exceso de presión de poro a $t=3$ s y $t=9$ s para los ensayos realizados por RPI, UCD, y CALTECH.

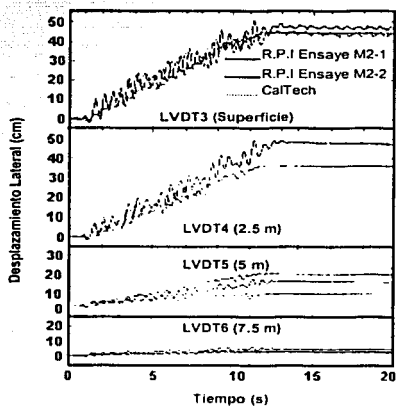


FIGURA 4.3 Historia desplazamientos laterales-tiempo, para los ensayos realizados por RPI (Taboada y Dobry, 1998)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como ya se mencionó en otros capítulos, existen dos variantes de Modelo del bloque deslizando de Newmark,

- El 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.
- El 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 la deformación al cortante.

En lo que respecta a los resultados obtenidos de ensayos en centrífuga por Taboada en 1995, se observan altas frecuencias de picos en los registros de aceleración, así como la correspondiente disminución en la presión de poro. Los resultados obtenidos por Sharp en 1999, son bastante similares en su comportamiento. Es conveniente notar que:

- 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.
- La historia esfuerzo-deformación cortante indica que existe una respuesta dilatante una vez que 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.
- Estas 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.

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 frontera entre el suelo licuado y no el licuado. A continuación se presentan los registros de aceleración a diferentes profundidades de un ensayo de centrífuga para modelar el comportamiento de la arena de Nevada (figura 4.4)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

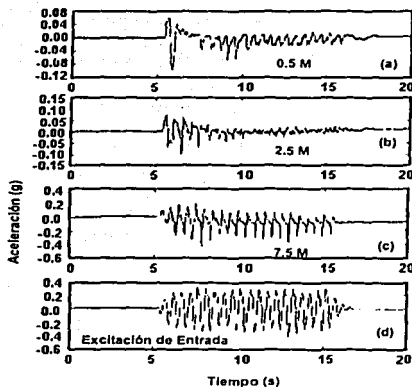


FIGURA 4.4 Registros de aceleración obtenidos en un modelo de arena de Nevada con $D_r=45\%$ ensayado en centrífuga; Taboada (1995).

Con base en lo explicado anteriormente, se presentan los registros de aceleración a diferentes profundidades de un ensayo en centrífuga modelando el comportamiento de la arena de Nevada. En la figura 4.7(a) y 4.7(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 4.7d); 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 4.7c), 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 frontera entre el material licuado y no licuado 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.

Se ha propuesto que la pendiente de dilatación (M) sea la relación esfuerzo-deformación cortante en un estado mayor al de fluencia, como se muestran en las figuras 4.5 y 4.6.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

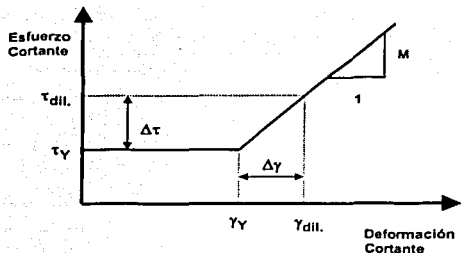


FIGURA 4.5 Concepto del incremento de la resistencia al esfuerzo cortante. Esta gráfica es una pequeña parte de todo el fenómeno de licuación como se observa en la fig. 4.6.

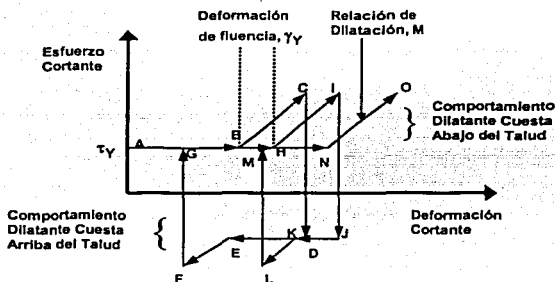


FIGURA 4.6 Modelo de la relación esfuerzo-deformación cortante de suelos arenosos durante un sismo.

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación mostrado en la figura 4.6 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_Y . 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_Y). Con esta resistencia se define una aceleración de fluencia, la cual puede ser o no excedida por las amplitudes de aceleración del sismo. Si se excede la aceleración de fluencia cuesta abajo, por ejemplo, el bloque comenzaría a moverse en esta misma dirección. Este deslizamiento generaría deformaciones cortantes, es decir, nos ubicaríamos en el tramo A-B de la figura 4.6; ya que al acumularse los desplazamientos en

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 4.6, 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 continuaría hasta cambiar de sentido el movimiento de la excitación, punto D de la figura 4.6 (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 4.6. 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 .

Todo lo anterior es en base de los resultados obtenidos por modelación en centrífuga en 1995 por Taboada y en 1999 por Sharp. A continuación se explica lo realizado por Taboada en el ensayo M2-2 y Sharp en el ensayo L75V-4-10.

El ensayo M2-2 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 ensayo L75V-4-10, en donde se 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 senooidales. En la figura 4.8 se presentan los registros de desplazamientos laterales en superficie y deformaciones cortantes en la zona de transición para este ensayo (aproximadamente a 5-5.5 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 esta tabla 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 ensayos en centrífuga; por tanto, podemos concluir 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_f , se inicia el proceso de dilatación (incremento de resistencia al

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 4.5.

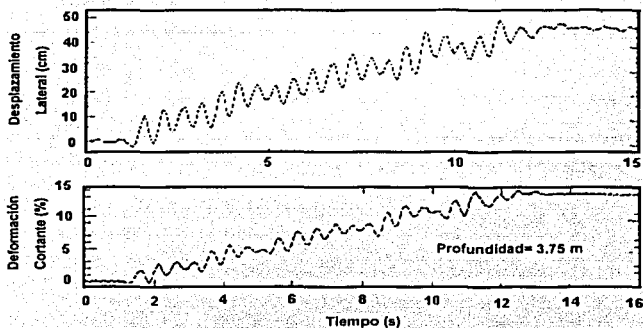


FIGURA 4.7 Registros de desplazamientos laterales y deformación cortante del ensayo M2-2 (Taboada, 1995).

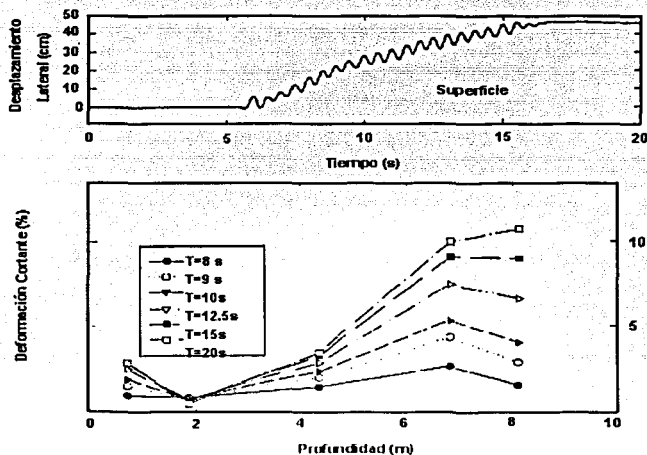


FIGURA 4.8 Registros de desplazamientos laterales y deformación cortante del ensayo 1.75V-4-10 (Sharp, 1999).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

<i>Taboada (1995)</i>						
Ensaye	Espesor Licuado H_p (m)	Tiempo (s)	D_H en Superficie (cm)	$\gamma = D_H/H_p$ (%)	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

El proyecto VELACS, Modelo No. 2, fue diseñado para estudiar los desplazamientos laterales inducidos por licuación en laderas con pequeña inclinación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

(figura 4.9). 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. Los ensayos fueron realizadas 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 $D_r = 40\%-45\%$.

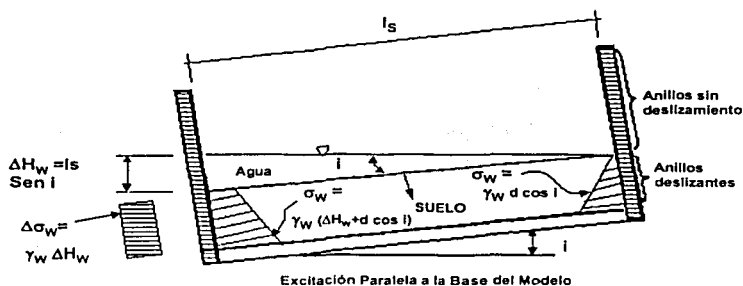


FIGURA 4.9 Sección transversal de la caja laminar mostrando la instrumentación usada en el ensayo del Modelo No. 2 (Taboada, 1995).

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_{max} , la frecuencia de la excitación en la base, f .

Los instrumentos colocados en el modelo permitieron monitorear directamente y de manera continua los siguientes parámetros:

- exceso de presión de poro en el suelo, u .
- aceleración horizontal del suelo, u .
- desplazamientos laterales permanentes en superficie, D_{H} , y a otras profundidades, y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- 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, y las deformaciones cortantes permanentes a varias profundidades, γ . Las conclusiones principales realizadas por Taboada y Dobry de estos ensayos, se resumen en la tabla 4.2.

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. Como consecuencia, si H es usada como parámetro de análisis, D_H depende solamente de H 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	1.7	-	-
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 4.10 Resultados obtenidos en modelación en centrifuga (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 centrifuga: 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_f , relación de dilatación de 20.0 kPa/%, y peso volumétrico unitario total de 2 T/m^3 . 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/s^2 (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.

CAPITULO V

TESIS CON
FALSA DE ORIGEN

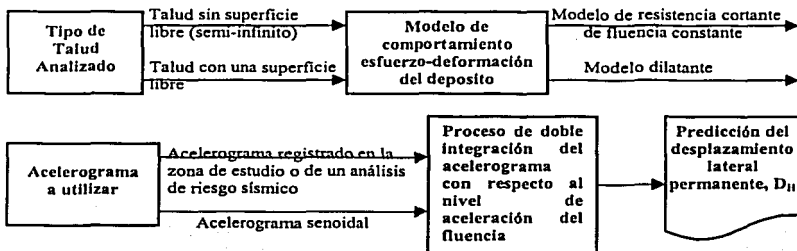
41A

5. PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En este capítulo se mencionarán las características principales del programa LaSpre 1D con el fin de predecir desplazamientos laterales debidos a licuación en taludes con superficie libre o sin ella.

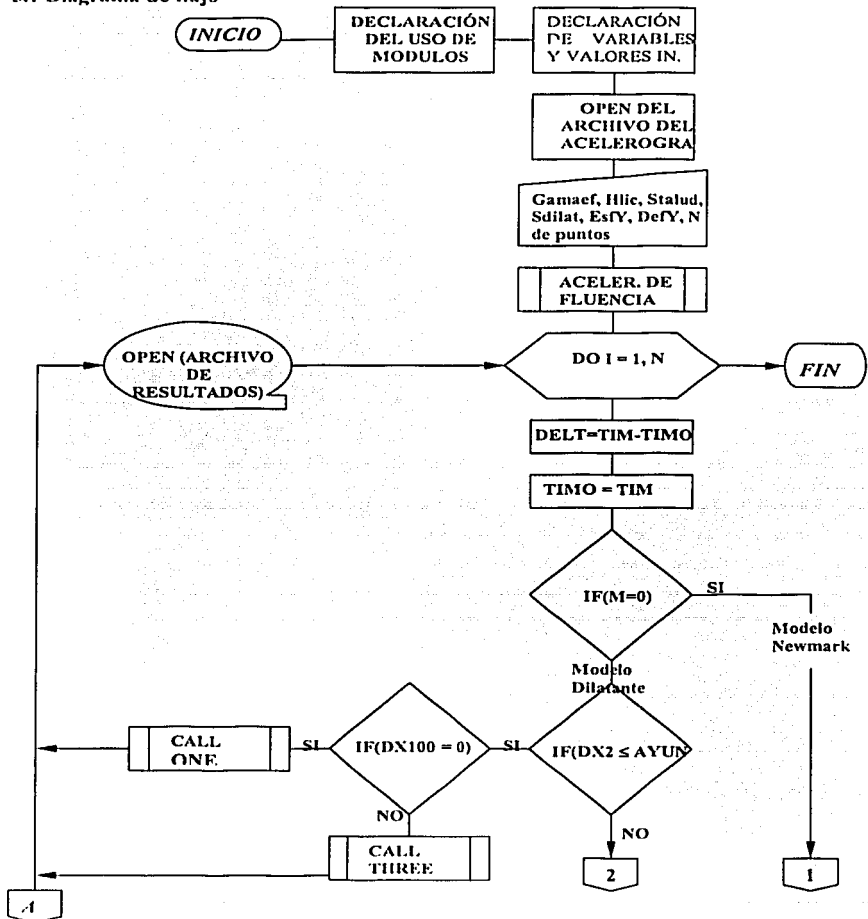
Este programa fue creado en el Instituto de Ingeniería por Francisco Javier Villegas Rodríguez en el año 2001 y como se mostrará más adelante, tiene la ventaja de un ambiente visual, amigable y con un proceso lógico interno, también llamado código estructurado.

Villegas propone el siguiente proceso:

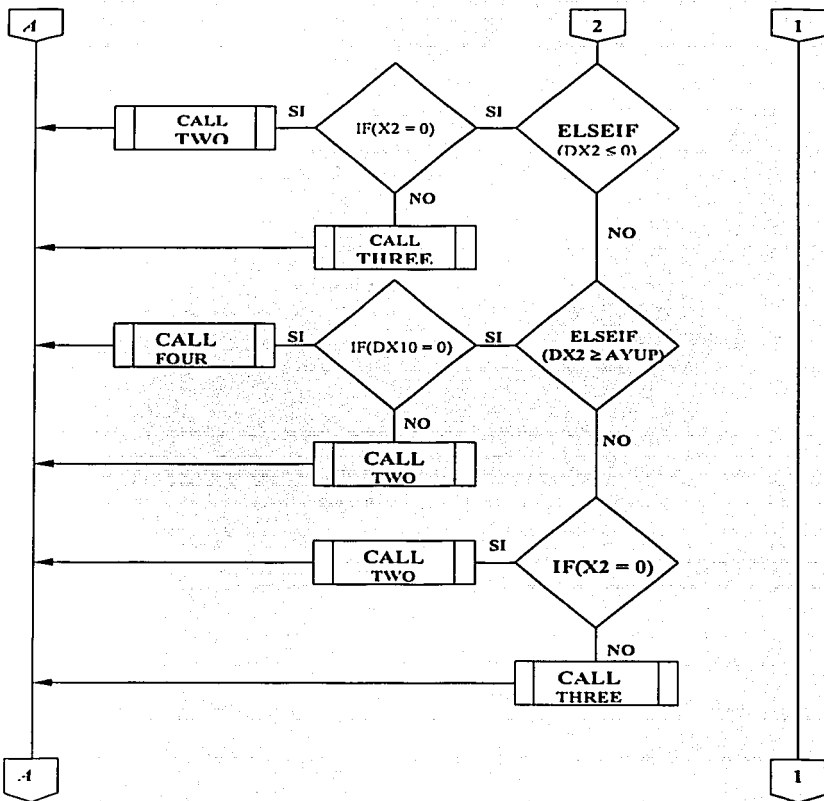


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

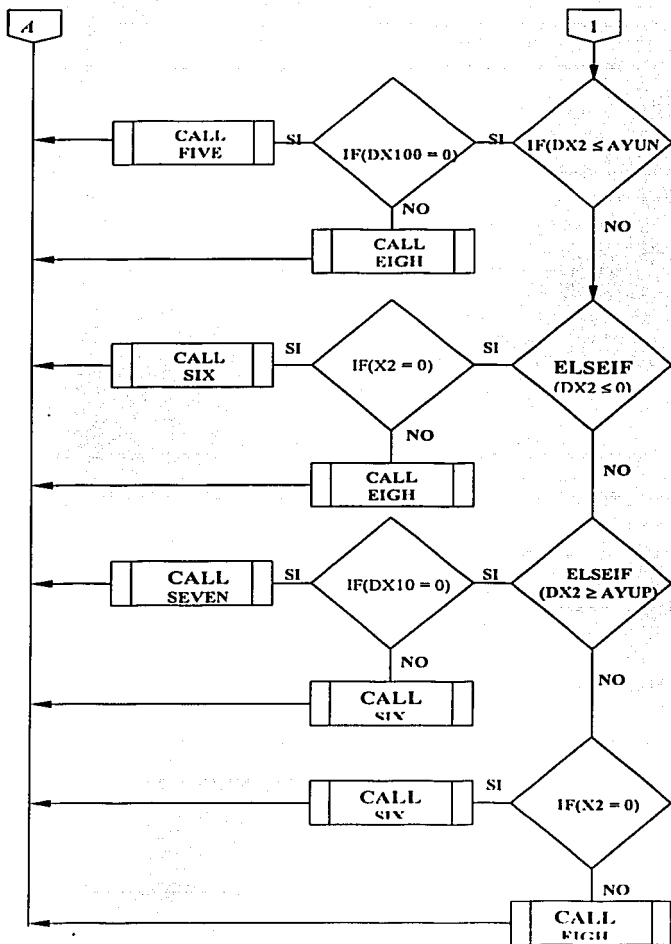
5.1 Diagrama de flujo



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 (para el caso de un 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 cálculo.

TIMO = Tiempo inicial para cada paso de cálculo.

DX100 = Velocidad relativa cíclica cuesta arriba.

DX200 = Aceleración inicial cuesta arriba para cada paso de cálculo.

TIM = Tiempo acumulado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 anteriormente 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 (5.01).

$$V_{t+1} = V_t + [(\Delta a_t + \Delta a_{t+1}) * \Delta t / 2.0] \quad (5.01)$$

La ecuación (5.01) 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 (5.02).

$$X_{t+1} = X_t + [(V_t + V_{t+1}) * \Delta t / 2.0] \quad (5.02)$$

Los desplazamientos permanentes definidos con la expresión (5.02) 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 (5.03).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$DFA_{t+1} = X_{t+1} / HLIC$$

(5.03)

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 acclerograma.

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 (5.03) son importantes para compararlos con el nivel de deformación cortante de fluencia antes definida, e involucrar la relación de dilatación, M .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.2 Operación del programa

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:

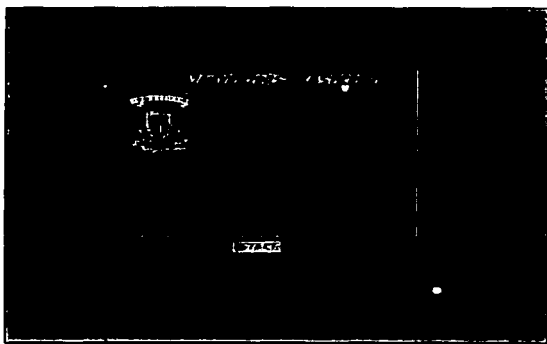


FIGURA A1.01 Ventana de presentación del programa LaSpred 1D.

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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

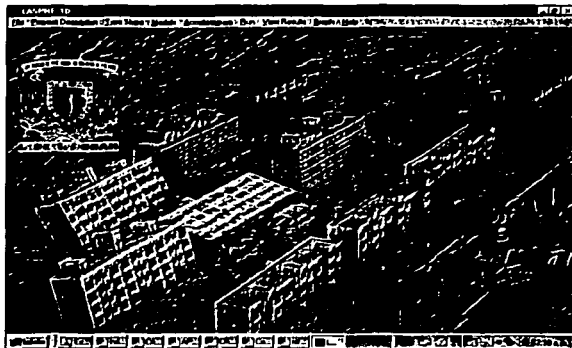


FIGURA A1.02 Menú Principal del programa LaSpre 1D.

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 **OK**.

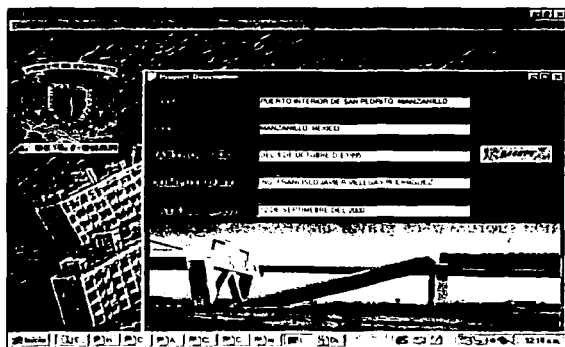


FIGURA A1.03 Interfaz de Descripción de las Características del Proyecto.

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 **OK**.

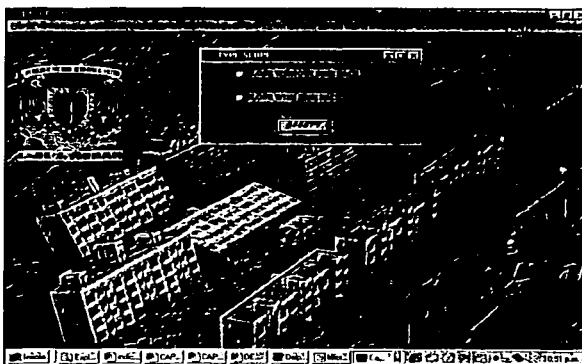


FIGURA A1.04 Tipos de taludes analizados en el programa LaSpre 1D.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

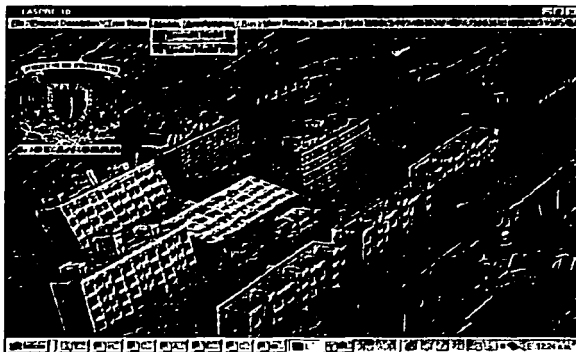


FIGURA A1.05 Modelos utilizados en el programa LaSpre 1D.

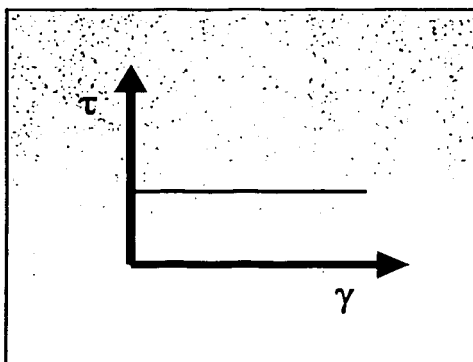


FIGURA A1.06 Relación esfuerzo-deformación cortante utilizada en el Modelo de Newmark.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

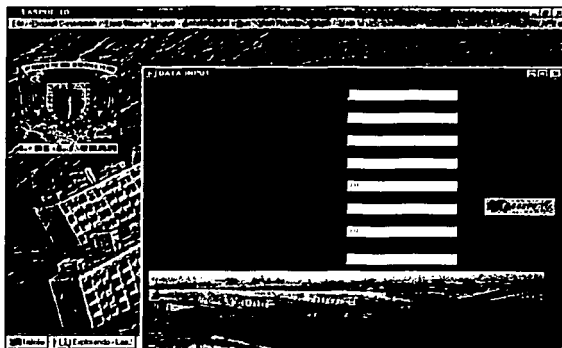


FIGURA A1.07 Datos que requiere el programa para el Modelo de Newmark.

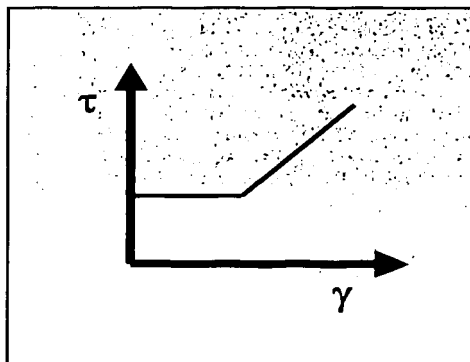


FIGURA A1.08 Relación esfuerzo-deformación cortante utilizada en el Modelo dilatante.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

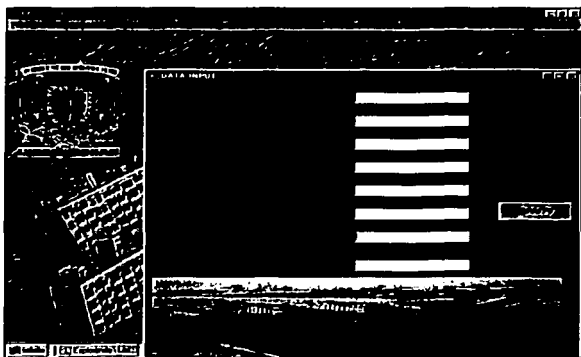


FIGURA A1.09 Datos que requiere el programa para el Modelo dilatante.

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 *YES/NO* 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/s^2)

```
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 carácter después del último dígito, es decir, ningún espacio, tab, etc; ya que el programa mandará un error de convención.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 *ANALISIS* genera el sismo y lo guarda internamente para posteriormente utilizarlo. Un esquema que describe claramente el proceso se muestra en la figura A1.12.

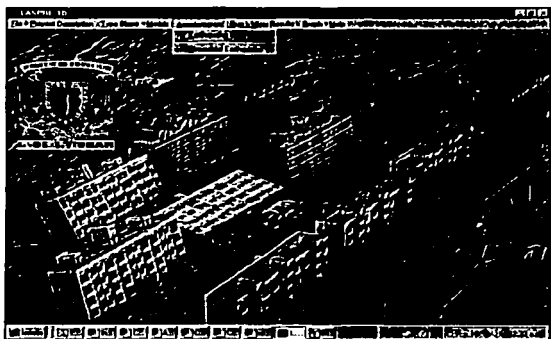


FIGURA A1.10 Alternativas que presenta la opción *Accelerogram*.

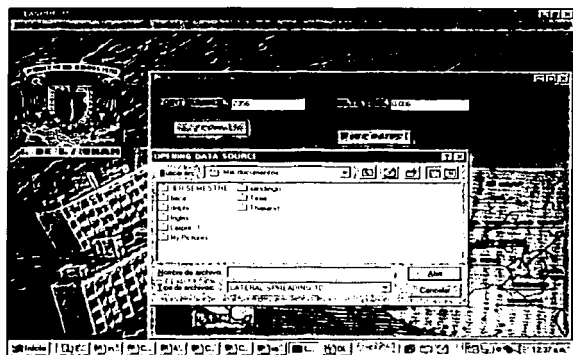


FIGURA A1.11 Entrada de la señal arbitraria por medio de la sub-opción *Earthquake*.

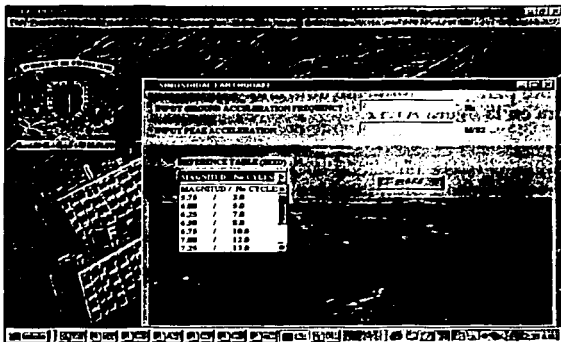


FIGURA A1.12 Generación de la señal senoidal por medio de la sub-opción Sinusoidal Earthquake.

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, si 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 una de estas opciones se tienen otros procesos de cálculo, ya sea, dilatación cuesta abajo y/o cuesta arriba del talud, condicionantes, etc.

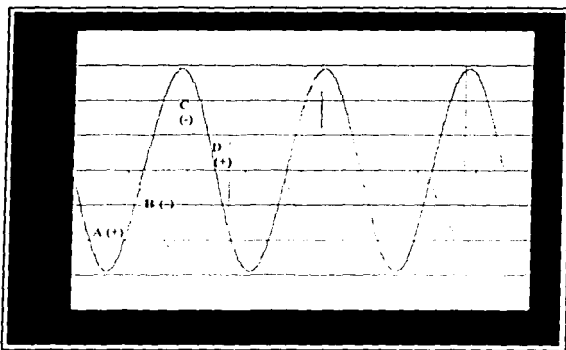


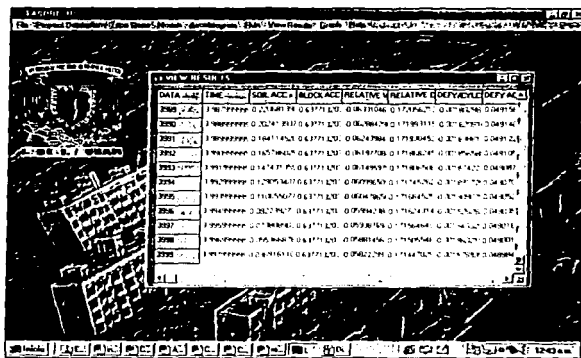
FIGURA A1.13 Convención de signos considerada en el programa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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-D_{rel}-Time**), para crear los gráficos solo damos un "click" en el botón **GRAPH**; en el primer gráfico 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 el 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	RELATIVE VELOCITY	RELATIVE DISPLACEMENT
2281	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2282	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2283	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2284	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2285	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2286	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2287	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2288	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
2289	1.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00

FIGURA A1.14 Presentación de resultados en formato de tabla.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA A1.15 Opciones de gráficos.

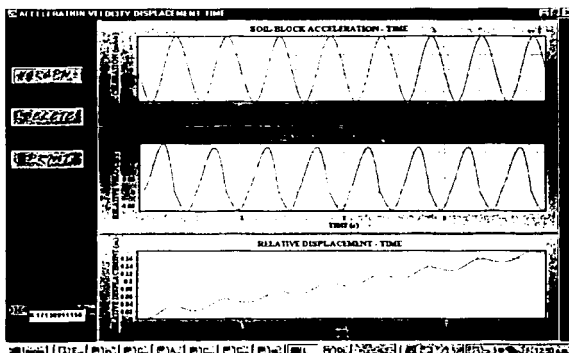


FIGURA A1.16 Gráficos de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo con el tiempo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VI

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6. APLICACIÓN A CASOS HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

6.1 Wildlife

Como ya se mencionó en el capítulo 2, 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 subsiguientes de licuación desde 1930, 1950, 1957, 1979 y 1981 (Youd y Wieczorek, 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. 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. 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); 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), Figura 6.1.

6.1.1 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. En 1984 (figura 6.1), el cual esta compuesto por los estratos como se muestra en la tabla 6.1. El Nivel de aguas freáticas se encontró el primer estrato a 1.5 m de profundidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

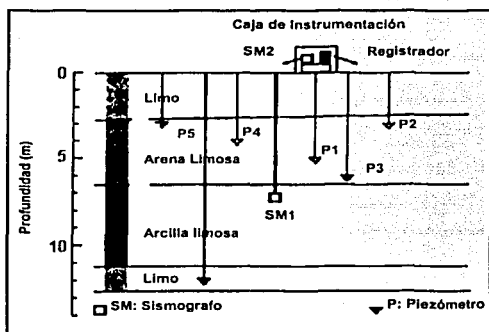


FIGURA 6.1 Perfil estratigráfico y ubicación de la instrumentación utilizada en Wildlife, Imperial County, California (Bennett et al. 1984).

TABLA 6.1 Características estratigráficas

Profundidad	Características estratigráficas
0 - 2.5 m	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. (El NAF se encuentra a 1.5 m)
2.5 - 6.8 m	Estrato de arena limosa con dos substratos: 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 substrato 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
< 6.8 m	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.

6.1.2 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 6.2 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).

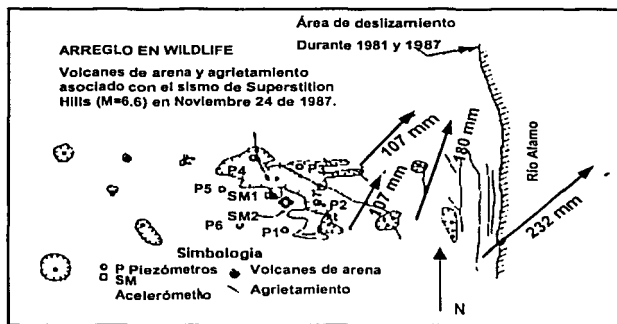


FIGURA 5.2 Descripción de los desplazamientos laterales presentados en Wildlife después del sismo del 24 de Noviembre de 1987 (Holzer et al. 1989).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 2 de la presente tesis por lo que a continuación se explican brevemente las datos más importantes obtenidos. 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).

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

El proceso analítico utilizado por Villegas (2001) para el programa LASPRE 1D es el siguiente:

1. Se define el tipo de talud sobre el cual se desean 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 6.3).

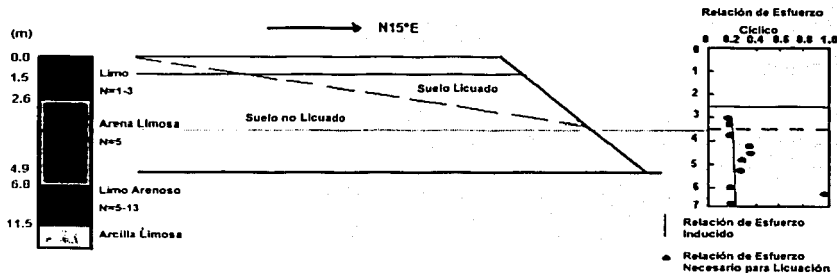


FIGURA 6.3 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Wildlife, Imperial, County, California

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 deslizante 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 6.4) 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 6.2, la cual indicó que grandes deformaciones cortantes ocurrieron en el estrato B₁ (figura 6.4). Con esta información se definieron los posibles mecanismos de falla esquematizados en la figura 6.4; 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 6.3 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 caso de taludes con superficie libre es muy razonable con respecto a lo determinado por Baziar y Dobry (1992).

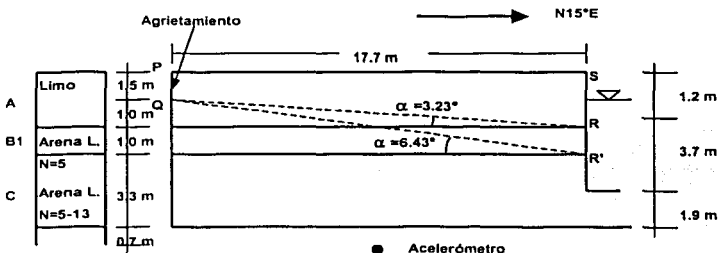


FIGURA 6.4 Perfil estratigráfico de Wildlife Site y planos de falla definidos por (Dobry et al. 1989).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- El esfuerzo de fluencia se obtiene haciendo uso de la figura 6.5, 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 6.5. 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 Lasped 1D es el presentado en la figura 6.6; 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 6.7.

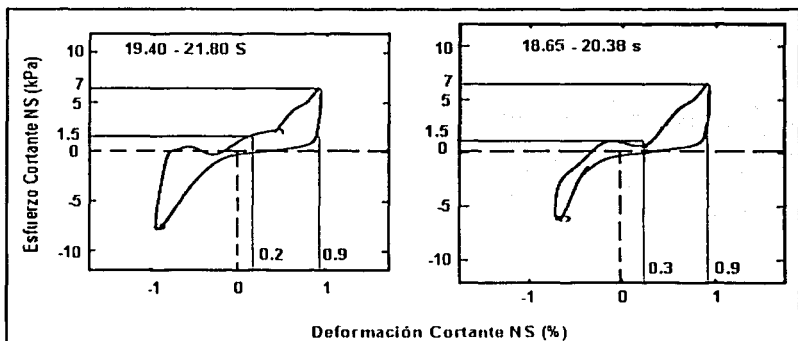


FIGURA 6.5 Ciclos de esfuerzo-deformación cortante a 2.9 m de profundidad obtenidos durante el intervalo de tiempo 19.40-20.38 s, después del sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 (Zhegal y Elgamal, 1994)

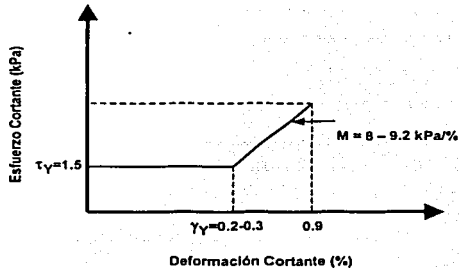


FIGURA 6.6 Modelo de comportamiento esfuerzo-deformación cortante utilizado para predecir los desplazamientos laterales en el caso historia de Wildliffe, Imperial County, California.

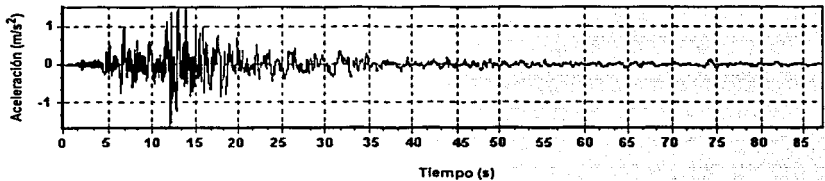


FIGURA 6.7 Registro aceleración-tiempo a 7.5 m de profundidad obtenido en campo durante el sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 (Zhegal y Elgamal, 1994).

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 cálculo antes definidos.

En la figura 6.8 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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

predice desplazamientos laterales mayores en un 70 % aproximadamente con respecto a los obtenidos con el modelo modificado y los registrados en campo.

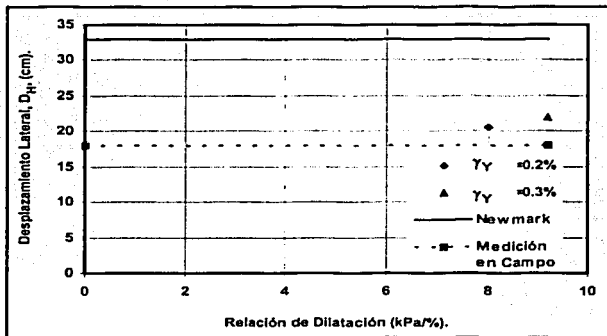


FIGURA 6.8 Resultados del análisis paramétrico en la predicción de desplazamientos laterales para el caso histórico de Wildlife Site, Imperial County, California.

En las figuras 6.9 y 6.10 se muestran los resultados que proporciona el programa Laspred 1D para el caso de Wildlife. En el primer gráfico de la figura 6.9 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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

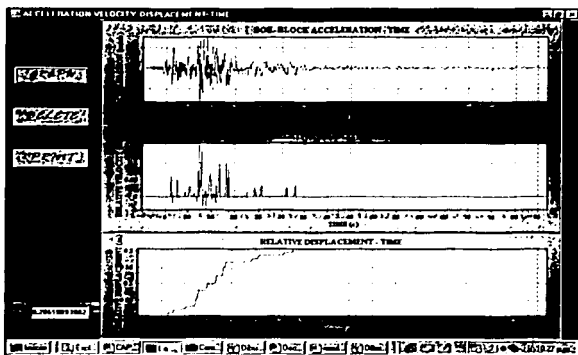


FIGURA 6.9 Registros de aceleración de fluencia, velocidad relativa y desplazamientos relativos con el tiempo para el caso Wildlife después del sismo de Superstition Hills en 1987.

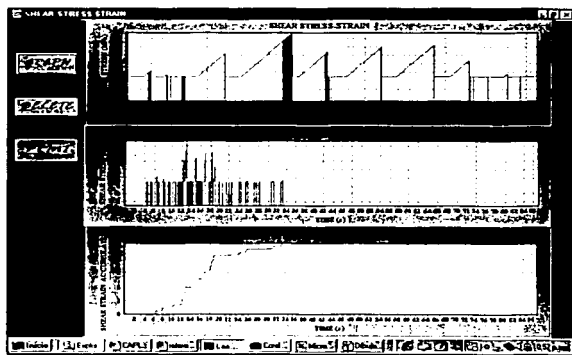


FIGURA 6.10 Historia de esfuerzo-deformación cortante de fluencia, variación del esfuerzo cortante, y deformación cortante con el tiempo

En la figura 6.10 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 está sumergido). Los resultados de la figura 6.10 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 6.10), 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 6.11 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). Si 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 se acerca negativo da referencia a éste.

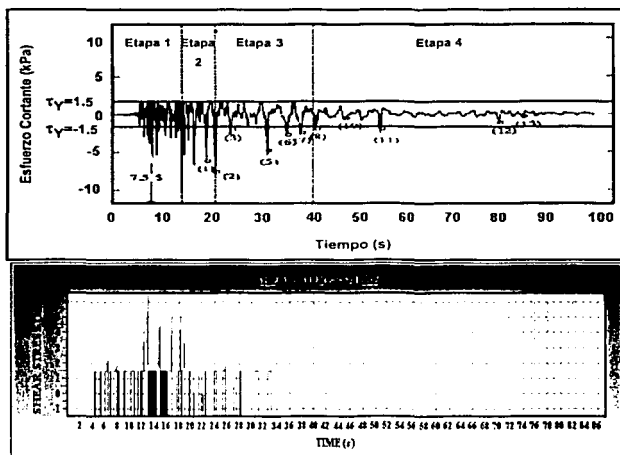


FIGURA 6.11 Registros de esfuerzo cortante-tiempo obtenidos a 2.9 m de profundidad (Zeghal y Elgamal, 1994), y el resultado analítico a 2.0 m para el caso de Wildlife

6.1.4 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:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

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.

T₁₅: Espesor del depósito saturado con $(N1)_{60} < 15 = 3.0$ m.

F₁₅: Contenido de finos promedio (partículas < 0.075 mm) en $T_{15} = 33 \%$.

(D₅₀)₁₅: Promedio de D₅₀ en $T_{15} = 0.081$ mm.

$$D_{II} = 5.73 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

Este resultado muestra que es mucho menor el desplazamiento propuesto por Bartlett y Youd. Se tiene un error del 32% al resultado medido en campo.

6.2 Manzanillo

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).

6.2.1 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 5.12) son:

- 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.
- La placa de Norteamérica, donde se destacan los siguientes rasgos tectónicos, el Graben de Tepic-Zacoaleco, 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 profundación 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 grabenes 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.

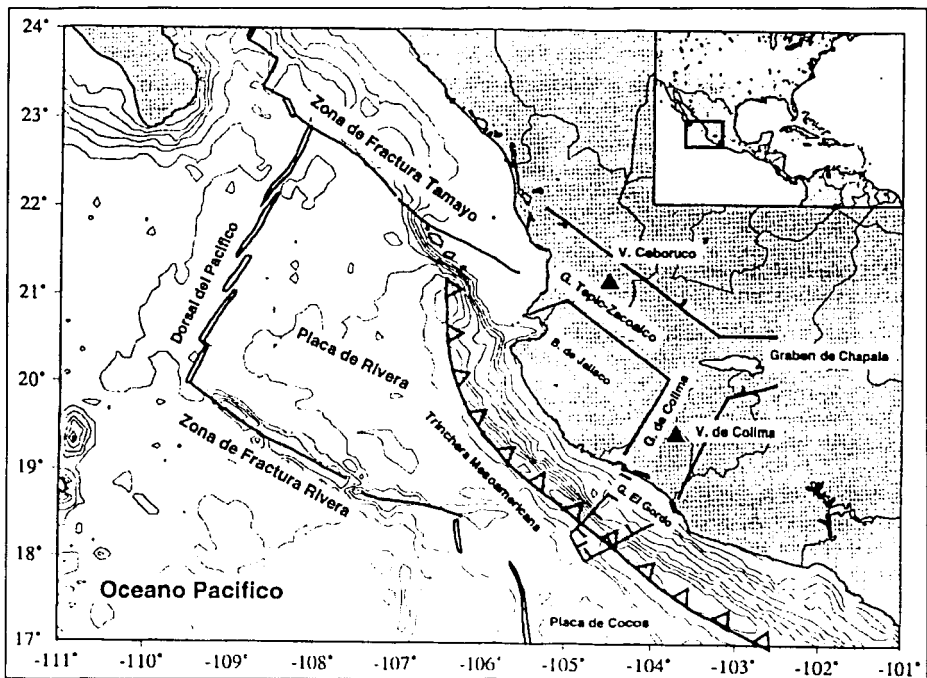


FIGURA 6.12 Marco tectónico en donde ocurrió el sismo del 9 de octubre de 1995 de magnitud $M_w = 8.0$. En el mapa se destacan los rasgos tectónicos más importantes del occidente de México (TGC, 1995)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 $N70^\circ W$. 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.

6.2.2 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/s²), precisamente en el puerto de Manzanillo en los terrenos de la Termoelectrónica, 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 termoelectrónica es su gran duración, ya que en las direcciones horizontales hay más de 20 ciclos que exceden 200 cm/s² y cerca de 10 ciclos que sobrepasan 300 cm/s². 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.

6.2.3 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 como 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 5.13:

- **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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

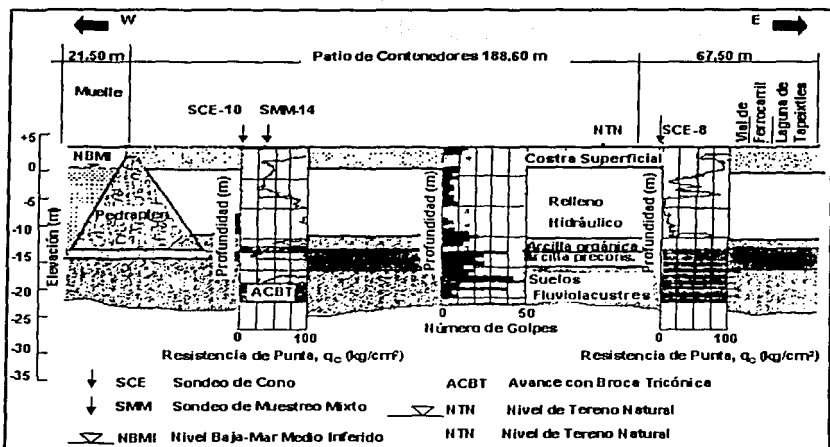


FIGURA 6.13 Perfil Estratigráfico de la Terminal Especializada de Contenedores (TGC, 1995).

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 Pedro, 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_{cs}/σ'_v) 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.

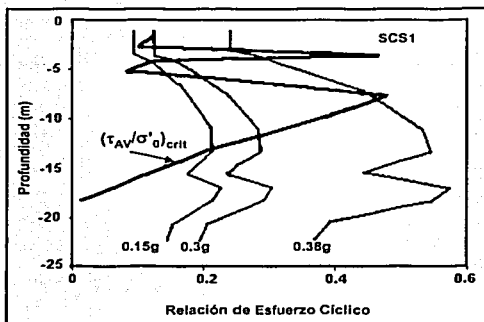


FIGURA 6.14 Evaluación de la respuesta de los rellenos de la TEC en el sitio del sondeo SCS-1 (TGC, 1995).

Ensayes de laboratorio.

Se realizaron ensayes 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 malla 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 ensayes triaxiales, es un relleno artificial constituido por material de dragado del fondo de la Laguna de Taipeixtles.

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 trabajo 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:

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

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_{gfc} , 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 6.15 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); $\beta = \sigma'_v / \sigma'_1$ 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.



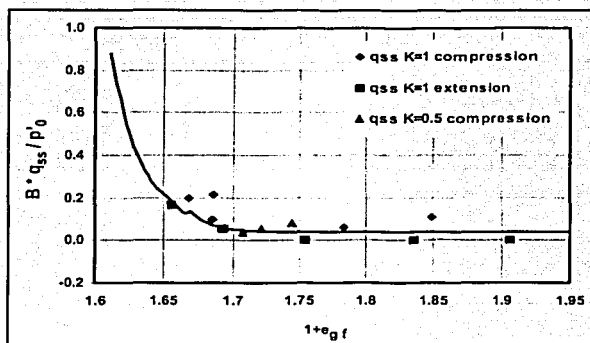


FIGURA 6.15 Resistencia residual normalizada (Ovando et al., 1999)

6.2.4 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 1D 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 conscientes 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 6.16).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

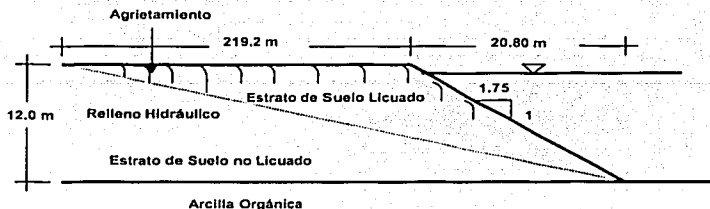


FIGURA 6.16 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales del relleno del puerto interior de San Pedro, Manzanillo.

- 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 Pedro, 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, $V_g = 1.75$, con $D_r = 40\%$ se tiene $Bx_{qs}/P'_0 = 0.055$, $B = \sigma'_1$; $\sigma'_1 = 0.56$, y esfuerzo efectivo medio, $P'_0 = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, donde $\sigma'_1 = \gamma \cdot H_{Media} = 5 \text{ kN/m}^3(6 \text{ m}) = 30 \text{ kPa}$ lo que implica que $P'_0 = [30 + (2)(0.56)(30)]/3 = 22 \text{ kPa}$, con todo esto se define $\tau_{y=qs} = 2.2 \text{ kPa} > \tau_{1,static} = 30 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86) - 1.5 \text{ kPa}$ 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

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

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 6.17.

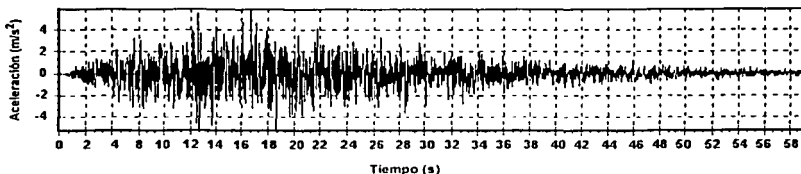


FIGURA 6.17 Acelerograma artificial utilizado en la predicción de desplazamientos laterales (Ordaz, 1996).

En la figura 6.18 se muestra la ventana de resultados que proporciona el programa Lasped 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 modulo 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 6.19.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

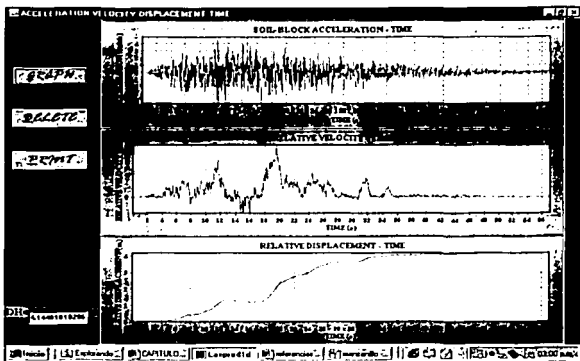


FIGURA 6.18 Resultados proporcionados por el programa Laspred 1D para el caso de Manzanillo, haciendo uso del modelo de Newmark.

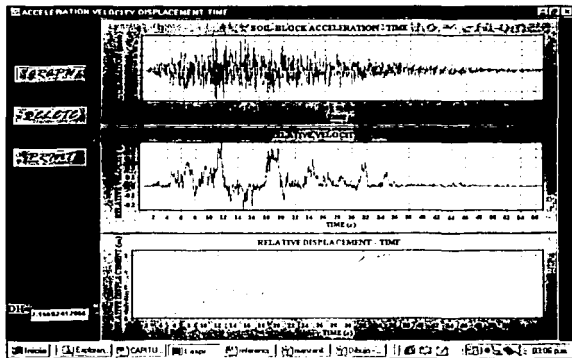


FIGURA 6.19 Resultados proporcionados por el programa Laspred 1D para el caso de Manzanillo, haciendo uso del modelo modificado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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.

6.2.5 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 %.

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

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

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

$$D_{H1} = 8.06 \text{ m} \gg \gg 2 \text{ m}$$

Con estos resultados, podemos observar una clara incongruencia en la magnitud de los desplazamientos laterales que predice éste método empírico con respecto a los medidos en campo y en el programa.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

6.3 Alaska

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 6.20). 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 6.20) 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 6.20):

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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

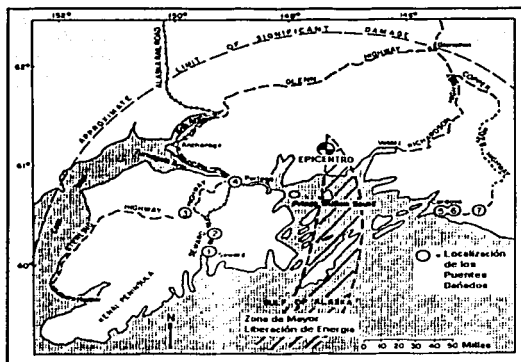


FIGURA 6.20 Regiones dañadas por el sismo del 27 de Marzo de 1964 en el sureste central de Alaska (Ross et al, 1969a).

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).

6.3.1 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 6.21). 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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.3.3 Sitio Snow River Bridge.

La ubicación del sitio del valle de Snow River es señalada como el sitio 2 de la figura 6.20, 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 6.22.

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 6.22, 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).

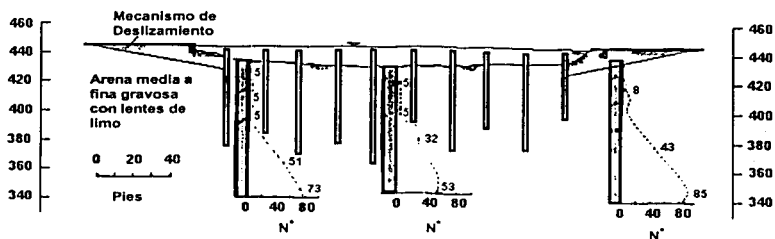


FIGURA 6.22 Perfil estratigráfico y posible mecanismo en Snow River Bridge 605 (Ross et al, 1969a).

6.3.4 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 6.23).

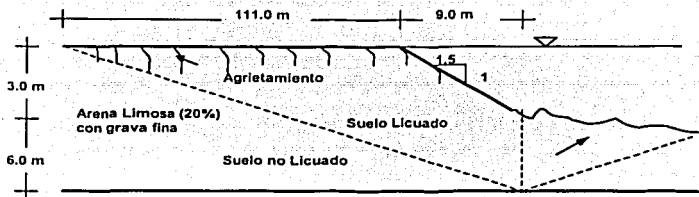


FIGURA 6.23 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Snow River Bridge, Alaska, 1964.

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 deslizante 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):

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

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):

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

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). $\tau_v = 2.4 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estatico}} = 40 \text{ kPa}$ (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).

TESIS CON
EVALUACIÓN TECNOLÓGICA

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 deslizante 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 6.24 se muestran los resultados analíticos de la propuesta 2.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

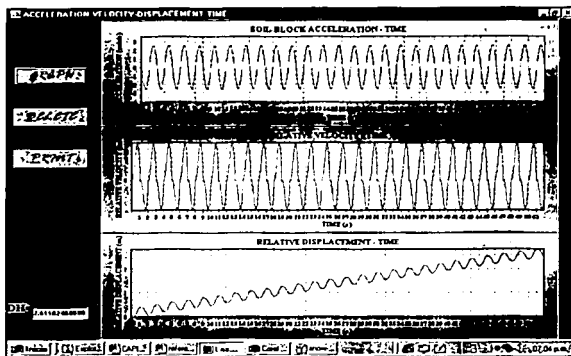


FIGURA 6.24 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con $\gamma=0.5\%$ y $M=7$ Kpa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en los rellenos del Snow River Bridge en Alaska después del sismo de Marzo de 1964.

6.3.5 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).

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

Lo que implica un valor muy por arriba del medido en campo

6.4 Niigata

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.

6.4.1 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.

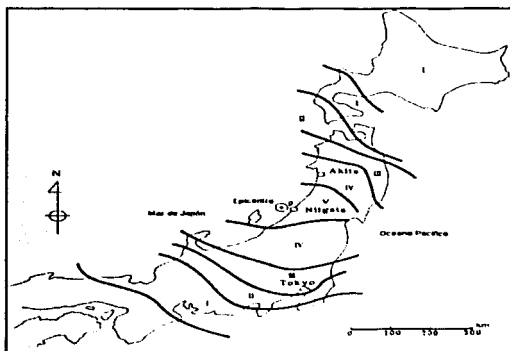


FIGURA 6.25 Epicentro e intensidad sísmica (MAY) del sismo de Niigata en 1964 (Hamada, 1992)

6.4.2 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.

6.4.3 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.

6.4.4 Desplazamientos laterales en Showa Bridge.

En la figura 6.26 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 6.26. Aguas arriba de Showa Bridge, los desplazamientos laterales fueron mayores sobre el margen izquierdo del río (figura 6.26), midiéndose desplazamientos máximos de 4 m (Hamada, 1992), y desplazamientos muy pequeños en el margen derecho del río. La licuación del material se presenta en la cama del río y solo bajo el margen izquierdo (figura 6.27), de aquí podemos explicar la magnitud tan pequeña de los desplazamientos que se experimentaron en el margen derecho del río.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

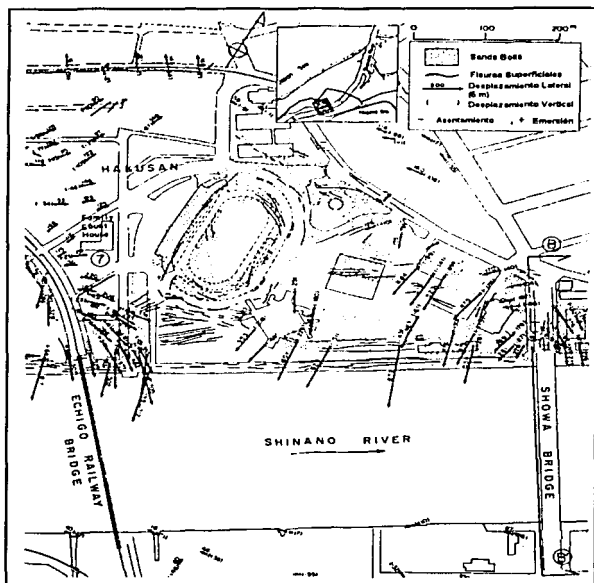


FIGURA 6.26 Desplazamientos laterales permanentes en el área de aguas arriba de Shinano River (Hamada, 1992).

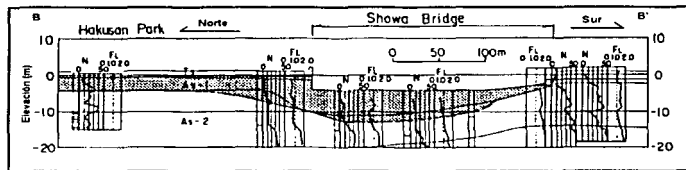


FIGURA 6.27 Condiciones del suelo, estimación del perfil de hcuación y desplazamientos laterales presentados en Showa Bridge, 1964 (Hamada, 1992)

TESIS CON

6.4.5 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 presentado 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):

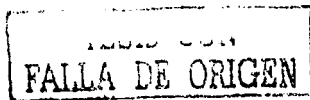
$$\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$$

- 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:

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

- 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 $\tau_V = 2.5 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 45 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86^\circ) = 2.25 \text{ kPa}$ 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 6.28 se muestran los resultados analíticos de la propuesta analítica.

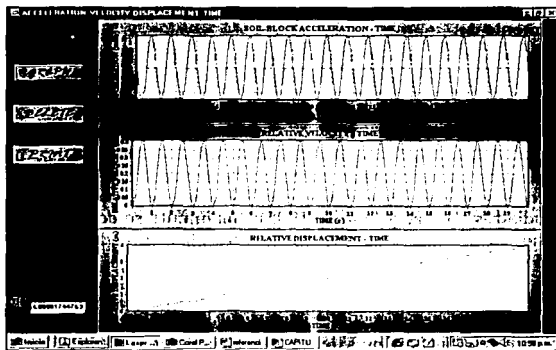


FIGURA 6.28 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con γ_s 0.5% y $M=1$ kPa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en Showa Bridge, Naganu, Japon, 1964

TESIS
FALLA DE ORIGEN

6.5.6 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:

$$\text{Log } D_{11} = -16.366 + 1.178M - 0.927 \text{ Log } R - 0.013 R + 0.657 \text{ Log } W + 0.348 T_{15} + 4.527(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15}$$

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 ($H/L_x 100$) = 8 % (Bartlett y Youd, 1992b)

H: Altura de la superficie libre.

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

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

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

$(D_{50})_{15}$: Promedio de D_{50} en $T_{15} = 0.31$ mm, (Bartlett y Youd, 1992b).

$$D_{11} = 3.03 \text{ m} < 4 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.5 Heber Road

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 6.29). 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 6.29). 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.

6.5.1 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 6.29). 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

TECTÓNICA
FALLA DE ORIGEN

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.

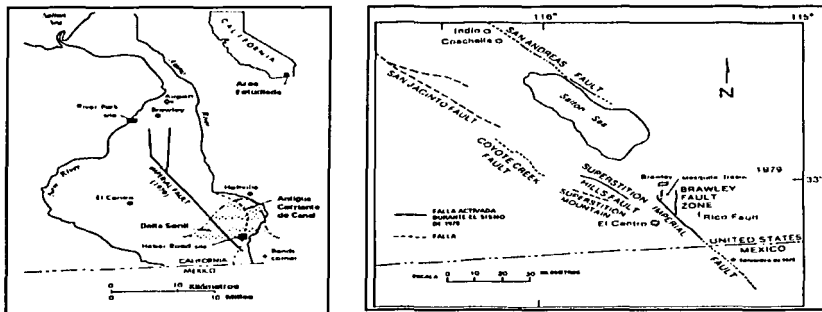


FIGURA 6.29 Mapa de sureste de Imperial Valley, mostrando la geografía pertinente y geomorfología y localización del camino Heber (Heber Road Site, Youd y Bennett, 1983).

6.5.2 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 6.30; 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 6.31): 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 (A₁) 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/cm² a 180 kg/cm² y 120 kg/cm² a 260 kg/cm² (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 A₂), esta arena se caracterizó por tener una resistencia de punta de acuerdo al cono

estático (mecánico) de 10 kg /cm² a 40 kg/cm² y de 10 kg/cm² a 50 kg /cm² (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.

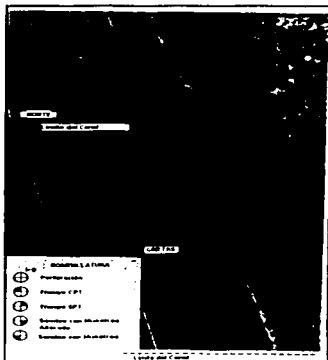


FIGURA 6.30 Toma aérea de Heber Road Site 2 días después del sismo, mostrando los desplazamientos laterales y otros efectos superficiales (Sands Boils, Youd y Bennett, 1983)

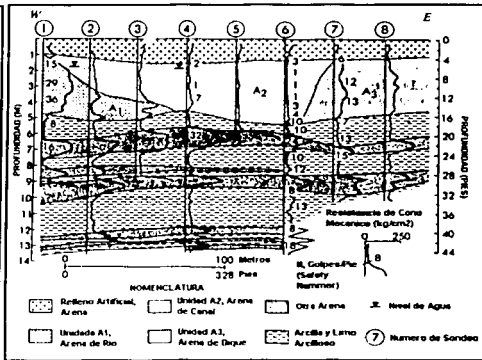


FIGURA 6.31 Perfil estratigráfico de los sedimentos de sitio Heber Road, Imperial County, California. (Youd y Bennett, 1983)

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).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.5.3 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 módulo al cortante a bajas amplitudes. Una compañía consultora denominada Woodward-Clyde Consultants (WCC), analizaron las arenas (A₁ y A₃) identificadas en la figura 6.31, 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 6.2 algunos parámetros de campo y de laboratorio obtenidos por diferentes grupos de trabajo.

TABLA 6.2 Resumen de datos de campo y laboratorio obtenidos por cuatro diferentes grupos de trabajo para Heber Road Site (Yucetic 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
D ₅₀ (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

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

6.5.4 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 6.31 eran altamente susceptibles a presentar licuación (estrato A₂), por ello se establece que el material que constituye el estrato A₂ 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 6.32). De aquí se define que para un sismo de magnitud 6.5, los datos indican que el material identificado como A₂ es altamente susceptible a licuación y presenta gran potencial a experimentar deformaciones cortantes.

Los desplazamientos superficiales registrados arriba del estrato A₁ fueron aproximadamente de 2.4 m durante el sismo de 1979; además se estableció que todo el espesor de A₂ experimento licuación y se deformó durante el sismo

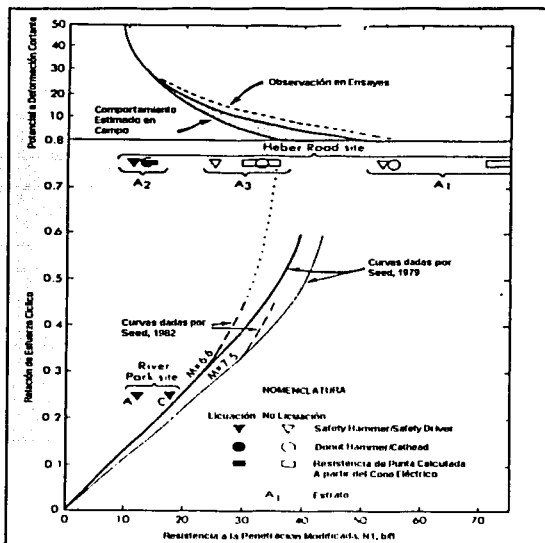


FIGURA 6.32 Susceptibilidad a licuación y potencial a deformación cortante (Seed, 1979, y Seed y Idriss, 1982, con datos de ensayos SPT de Heber Road y River Park (Youd y Bennett, 1983))

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 6.33 se presenta aproximadamente el perfil de campo. De acuerdo a los datos de campo y laboratorio, los 4 m de arena fina suelta (estrato A_2) 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 A_2 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 6.34.

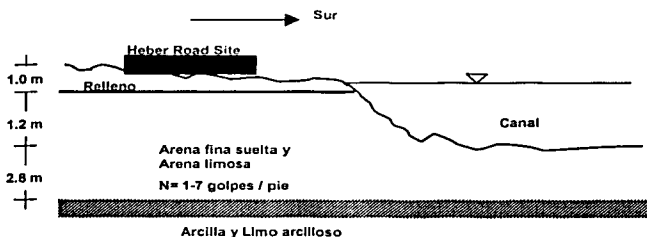


FIGURA 6.33 Perfil aproximado al presentado en Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979.

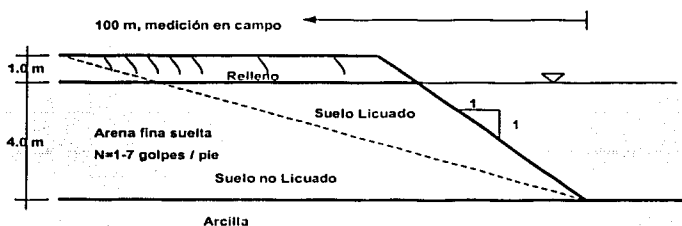


FIGURA 6.34 Modelo analítico utilizado en la predicción de desplazamientos laterales para el caso de Heber Road Site, Imperial Valley, California, 1979.

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 deslizante 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:

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

- El ángulo de inclinación del cuerpo de talud era de 1:1 (horizontal : vertical) o $\beta = 45^\circ$ (figura 6.34).
- 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 un 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 $\tau_T = 3 \text{ kPa} > \tau_{\text{Estático}} = 44 \text{ kPa} (\text{Sen } 2.86^\circ) = 2.19 \text{ kPa}$ 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 deslizante 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 ya vistos en esta 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 6.35 se muestran los resultados analíticos de la propuesta 3.

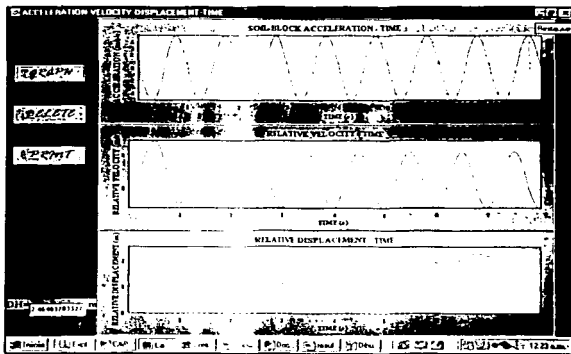


FIGURA 6.35 Resultados analíticos utilizando el modelo dilatante con $\gamma = 0.7\%$ y $M = 1.7$ kPa/% para el caso de desplazamientos laterales presentados en Hoyo Buzo, Sta. Imperial, Caso de Avaluación, 1979

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

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 6.32 (Youd y Bennett, 1983), los cuales son del orden de 50% (figura 6.36).

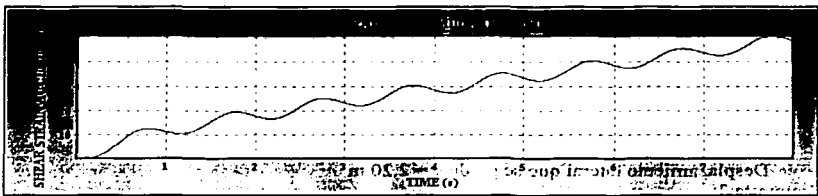


FIGURA 6.36 Predicción de los niveles de deformación cortante para el caso de Heber Road Site, Imperial County, California, 1979

6.5.5 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 ($H/L \times 100$) = 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).

$$D_{II} = 36.5 \text{ cm} \lll 2.4 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VII

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

106A

7. Conclusiones

Como ya se mencionó, el fenómeno de licuación no sólo ocurre en presencia de un sismo, sino también en presencia de factores como explosiones, vibraciones causadas por vehículos, ferrocarriles, etc.

Para conocer qué tan factible es que suceda una falla por licuación es importante hacer un estudio de susceptibilidad del suelo, en donde se tomen en cuenta diferentes criterios como son: el histórico, el geológico y la composición del suelo, además de los sismos registrados en la zona.

Tabla 7.1 Factores para evaluar la posibilidad de licuación de un sitio.

Factores Sísmicos	a) Magnitud. b) Duración. c) Frecuencia.
Factores Geológicos	a) Espesor de los estratos con alta susceptibilidad a licuación. b) El gradiente de la superficie en taludes sin superficies libres. c) Altura de la superficie libre.
Características del suelo	a) Resistencia cortante de fluencia. b) Peso volumétrico del suelo potencialmente licuable. c) Fenómeno de dilatación. <ul style="list-style-type: none">• Nivel de deformación cortante de fluencia(γ_f)• Relación de dilatación (M)

Utilizar el modelo del bloque deslizante es relevante por la simplicidad y factibilidad de utilizar los diferentes parámetros que se involucran en un caso de desplazamiento lateral. En el Modelo del Bloque Deslizante Modificado se puede evaluar el fenómeno de dilatación de un suelo.

Poder evaluar el fenómeno de dilatación crea importantes ventajas como se analiza en los casos historia, ya que se observa la similitud de los resultados medidos en campo con los realizados por el programa LASPRE 1D.

Es importante no solo utilizar una sola herramienta en la evaluación de los desplazamientos laterales, ya que se pueden caer en incongruencias como en los resultados obtenidos en ecuaciones empíricas.

La importancia de herramientas como la centrífuga que pueden proporcionar información sobre las características de un suelo y la factibilidad de desplazamientos laterales en lugares que no han sido instrumentados o donde no se tienen registros de desplazamientos, incrementos en la presión de poro, etc.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La evaluación de los desplazamientos laterales es de vital importancia para evitar pérdidas humanas y económicas. Una vez que se ha determinado que un sitio es potencialmente licuable, se deberán seguir algunas de las técnicas destinadas a mitigar este riesgo. En general, los métodos de mejoramiento de suelo reducen la susceptibilidad de licuación de una zona determinada. La efectividad y la economía de cualquier método o combinación de métodos depende de los factores hidrológicos y geológicos (por ejemplo, estratigrafía del suelo, porcentaje de saturación, localización del manto freático, profundidad y volumen del mejoramiento del suelo, etc.) así como de los factores del sitio (por ejemplo, accesibilidad a éste y proximidad a otro tipo de estructuras).

A continuación se presenta una tabla (7.2) con muchas de las medidas necesarias, ya sea para evitar la licuación del suelo o para minimizar sus efectos.

Tabla 7.2 Medidas de prevención de licuación (Ferrato, 1997b)

Método	Principio	Tipos y Condiciones del Suelo	Profundidad Máxima de Tratamiento Efectiva	Costo Relativo
Cono Vibratorio a) <i>Terraprobe</i> b) <i>Vibrorods</i> c) <i>Vibrowing</i>	Densificación por vibración; produce una densidad mayor del suelo que minimiza la licuación del suelo.	Arena limpia saturada o seca.	Generalmente 20 m. (inefectivo para una profundidad de 3-4 m). A veces funciona arriba de los 30 m. (<i>Vibrowing</i> funciona a 40 m).	Moderado
Vibrocompactación a) <i>Vibrofloat</i> b) <i>Vibro-Compuser system</i>	Densificación por vibración y la compactación de material como grava o arena.	Suelos no cohesivos con menos del 20% de finos.	Arriba de 20 m.	Bajo a Moderado
Pilas	Densificación por el desplazamiento del volumen de la pila y por la vibración al colocarlas, lo que incrementa la presión efectiva del suelo.	Suelos sueltos arenosos; suelos arcillosos parcialmente saturados, loess	Arriba de 20 m.	Moderado a alto
Compactación Dinámica (<i>Heavy Tamping</i>)	Se refiere a la aplicación repetida de impactos intensos en la superficie.	Funciona mejor para suelos no cohesivos, también se pueden mejorar otros suelos	30 m. (Posiblemente mayor profundidad).	Baja a
Desplazamiento por fluidos conocidos como <i>compaction grout</i>	Consiste en un fluido altamente viscoso que actúa como un gato hidráulico de tipo radial cuando es bombeado a presiones muy altas.	Todo tipo de suelos	Ilimitada	Baja a moderada
Subcarga/contrafuerite	El peso del mecanismo de	Se puede	Dependiendo del	Moderado a si

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

(Surcharge/Buttress)	sobrecarga/contrafuerte incrementa la resistencia a la licuación al incrementar la presión efectiva de confinamiento en la cimentación	colocar cualquier superficie de suelo.	en	tamaño del mecanismo de sobrecarga/contrafuerte.	se usan drenes verticales
Drenes a) Grava b) Arena c) Filtros de fieltro d) Pozos	Alivia del exceso de presión de poro con el fin de prevenir la licuación (los drenes a base de fieltro tienen la permeabilidad similar a los drenes de arena). Se utilizan bombas de extracción continua de agua.	Arena, limos y arcilla.		Para grava y arena una profundidad mayor a los 30m; la profundidad limitada por el equipo vibratorio utilizado. Los pozos con prof. mayor a 45 m.	Moderado a alto
Lechada (Grouting)	Se rellenan los poros del suelo con lechada de cemento o arcilla.	Arena de mediana a gruesa y grava.		Ilimitada	Es el más barato de los métodos de inyección de lechadas.
Lechada química	Solución que se basa en la reacción de dos o más químicos en los poros del suelo que se convierten en gel o en precipitado sólido.	Limos con gruesos.		Ilimitada	Alto
Cal inyectada a presión	Se rellenan los poros del suelo con cal.	Arena y arcilla media a gruesa.		Ilimitada	Bajo
Inyección Electrocinética	Estabiliza los químicos que se mueven y rellenan los poros del suelo por electro-ósmosis.	Arenas saturadas, limos, arcillas limosas.		Desconocida	Muy alto
Lechada conocida como Jet-Grouting	Chorros a la profundidad excavada, los cuales se inyectan, se mezclan con el suelo convirtiéndose en columnas o paneles.	Arena, limos, arcillas.		Desconocida	Alto
Muros y pilas mezclados en el sitio	Se introduce cal, asfalto o cemento por medio de un equipo especial mezclador.	Arena, limos arcillas y todo tipo de suelos orgánicos.		Mayor a 20 m (se han obtenido 60 m en Japón).	Alto
Vibro-reemplazamiento con rocas y columnas de arena ya sea con lechada o sin lechada.	Se hacen perforaciones de suelos finos y se rellenan con grava compactada. Los agujeros de suelos arenosos mejorados con algún tipo de vibración se rellenan con grava o arena.	Arenas, limos y arcillas.		Mayores a 30 m. (Limitados por el equipo de vibración)	Moderado
Pílotes hincados en el suelo	Secciones de diámetro pequeño para resistir el cortante, tensión y compresión.	Todo tipo de suelos.		Desconocido	Moderado a alto

[Explosiones] [Las ondas de la] [Saturados, arena] Mayor a 40 m [Bajo]

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

	explosión y las vibraciones causan una licuación limitada provocando un desplazamiento inicial provocando un asentamiento y con esto una mayor densidad del suelo.	limpia; arena parcialmente saturada y limos después de inundaciones.		
--	--	--	--	--

Finalmente, no me queda más que decir que en cualquier obra civil es necesario llevar a cabo un análisis preciso y detallado del suelo con la finalidad de evitar pérdidas humanas y económicas. Si esto se tomara en cuenta antes de construir un edificio o cualquier otra clase de infraestructura, se disminuirían notablemente los retrasos en obra y las fallas ocasionadas por las características propias del suelo en el que se va a cimentar.

Existen múltiples métodos de mejoramiento de suelo y muy variados en costo, por lo que la actualización del ingeniero civil en estos temas es indispensable para la resolución eficaz de los problemas ocasionados por el tipo de suelo.

**TESIS CON
FALLA DE CALIFICACIÓN**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VIII

110A

8. BIBLIOGRAFÍA

Botero Jaramillo, Eduardo. "Modelo bidimensional no lineal para el análisis del comportamiento dinámico de estructuras torreas". Tesis para obtener el grado de Doctor en el área de Ingeniería Civil. Universidad Nacional Autónoma de México. Fecha en trámite.

Hassan Raziar, Mohammad. (1991). "Engineering Evaluation of permanent Ground Deformations due to Seismically-induced Liquefaction". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en el área de Ingeniería Civil. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, Nueva York, Estados Unidos. Agosto, 1991.

Hassen Abdoun, Tarek. (1994). "Prediction of soil deformation due to seismically-induced liquefaction". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias en el área de Ingeniería Civil. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, Nueva York, Estados Unidos. Mayo, 1994.

Housner, G. W., et al. (1985). "Liquefaction of Soils During Earthquakes". Committee on Earthquake Engineering. Commission on Engineering and Technical Systems. National Research Council. Washington, D. C.

Kramer, Steven L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall. E.U.A.

Lacasse, Suzanne. (1995). "The Earth, Engineers, and Education". A Symposium in Honor of Robert V. Whitman. October 7 and 8, 1994. Massachusetts Institute of Technology.

Parra Colmenares, Ender José. (1996). "Numerical modeling of liquefaction and lateral ground deformation including cyclic mobility and dilation response in soil systems". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en el área de Ingeniería Civil. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, Nueva York, Estados Unidos. Marzo, 1996

Sarmiento Solano, Neftalí. (2001). "Evaluación de la Respuesta sísmica en el valle de México aplicando Redes Neuronales Artificiales" Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en el área de Mecánica de Suelos. U.N.A.M. México. Abril, 2001.

Sharp, M. K. & Dobry, R. (2002). "Sliding Block analysis of Laterla Spreading Based on Centrifuge Results". International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. Volume 2 No. 2, 2002.

Taboada, V. M. (1995). "Centrifuge Modeling of Earthquake-Induced Lateral Spreading in Sand Using a Laminar Box". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en el área de Ingeniería Civil. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, Nueva York, Estados Unidos.

Taboada, Abdoun & Dobry (1996). "Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spreading by dilatant Sliding Block Model Calibrated by Centrifuge Test". Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico.

Toll, David (1996). "Artificial Intelligence. Applications in Geotechnical Engineering". Electronic Journal of Geotechnical Engineering. Paper 9608.

Verdugo, Ramón L. (1992). "Characterization of sandy soil behavior under large deformation". Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Tokio. Septiembre, 1992.

Villegas Rodríguez, Francisco Javier. (2001). "Importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación, utilizando el modelo del bloque deslizante". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Febrero, 2001.

Wang, J., Rahman, M. S. (1999). "A neural network model for liquefaction-induced horizontal ground displacement". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18. Pp.555-568.

Werner, Stuart D. (1998). "Seismic Guidelines for Ports". Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. Monograph No.12, ASCE.