



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES “ACATLAN”

**“DETERMINACIÓN DE VALORES LÍMITE DE
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR $(N_1)_{60}$
PARA PREVENIR LA LICUACIÓN EN PRESAS DE
TIERRA”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JOSÉ ANTONIO GÓMEZ FRAUSTO

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

ACATLÁN, EDO. DE MÉXICO, MAYO DE 2007





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



DEDICATORIAS

A mis padres, Emiliano Gómez Rosas y Micaela Frausto Valtierra, por la vida, por todo el apoyo y cariño recibido siempre a lo largo de toda mi vida y por ser siempre mi ejemplo. Se que sin ustedes nunca lo hubiera logrado.

A mis hermanos, Juan, Andrés, Santos y Lili, que son una parte muy importante de mi vida. Saben que incondicionalmente cuentan conmigo siempre.

A todas aquellas personas que me han animado y apoyado para seguir adelante en este camino, mil gracias.



AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme todos los medios necesarios para llevar a cabo el desarrollo de mi trabajo de tesis, dentro de su programa de becarios.

En especial, agradezco al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, investigador de este Instituto, por brindarme en todo momento su acertada asesoría como director de esta tesis.



DETERMINACIÓN DE VALORES LÍMITE DE RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR $(N_1)_{60}$ PARA PREVENIR LA LICUACIÓN EN PRESAS DE TIERRA.

Introducción	1
1. Antecedentes	3
1.1 Algunos casos históricos de presas que han fallado por licuación	3
1.1.1 Presa Lower San Fernando	3
1.1.2 Presa Sheffield	5
1.2 Licuación en Suelos	6
1.2.1 Definición de licuación en suelos	7
1.2.2 Principales factores que causan licuación	7
1.2.2.1 Tipo de suelo	7
1.2.2.2 Compacidad relativa ó relación de vacíos	8
1.2.2.3 Esfuerzo cortante inicial	8
1.2.2.4 Magnitud del esfuerzo repetido	8
1.2.2.5 Número de ciclos de esfuerzo	9
1.2.2.6 Estructura	9
1.2.2.7 Duración del esfuerzo sostenido	9
1.2.2.8 Historia previa de deformaciones	9
1.2.3 Principales efectos de la licuación	10
1.2.3.1 Modificación de la configuración del terreno	11
1.2.3.2 Desarrollo de “ebulliciones” de arenas	12
1.2.3.3 Asentamientos	13
1.2.3.4 Inestabilidad	13
1.2.4 Susceptibilidad a la licuación	13
1.2.4.1 Criterio estadístico	14
1.2.4.2 Efecto de la Geología	14
1.2.4.3 Composición del suelo	15
1.2.5 Inicio de la licuación	16
1.2.5.1 Flujo plástico debido a licuación	16
1.2.6 Métodos existentes de mejoramiento de suelos para prevenir la licuación	17
1.2.6.1 Técnicas de mejoramiento	18
1.3 Variables a considerar en el comportamiento de los suelos granulares	23
1.3.1 Amplitud de deformación angular cíclica	24
1.3.2 Duración de la excitación y número de ciclos equivalentes	25



1.3.3 Esfuerzo de confinamiento.....	25
1.3.4 Densidad relativa.....	26
1.3.5 Tamaño y forma de las partículas.....	26
1.4 Simulación de variables en los métodos analíticos.....	27
1.4.1 Geometría de la estructura.....	27
1.4.1.1 Análisis tridimensionales.....	28
1.4.1.2 Análisis bidimensionales.....	32
1.4.1.3 Análisis unidimensionales.....	33
1.4.2 Relaciones constitutivas de los suelos.....	36
1.4.2.1 Formulaciones teóricas de las relaciones constitutivas.....	36
1.4.2.2 Aproximación de las relaciones constitutivas por medio de funciones numéricas.....	38
1.4.3 Características de la excitación (amplitud, contenido de frecuencias y duración).....	40
1.5 Métodos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismo en terraplenes y presas de tierra y enrocamiento.....	41
1.5.1 Método de Newmark.....	42
1.5.2 Método de Sarma.....	45
1.5.3 Método de Makdisi y Seed.....	49
1.5.4 Método de Elgamal.....	52
1.5.5 Método de Reséndiz y Romo.....	53
2. Metodología de análisis.....	56
2.1 Descripción de la metodología y el modelo analítico simplificado.....	56
2.2 Resolución del problema de propagación de ondas SH propagándose verticalmente en medios estratificados horizontalmente.....	59
2.2.1 Propagación de ondas armónicas de cortante en un sistema unidimensional.....	59
2.2.2 Relación entre movimientos de afloramientos de roca y movimientos de roca basal.....	63
2.2.3 Movimientos transitorios.....	66
2.3 Evaluación del potencial de licuación.....	67
2.3.1 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y relación de resistencia cíclica (CRR).....	67
2.3.2 Prueba de penetración estándar (SPT).....	70
2.3.2.1 Curva base de arenas limpias.....	74
2.3.2.2 Correlación para el contenido de finos y la plasticidad del suelo.....	74
2.3.2.3 Corrección de por esfuerzo efectivo de sobrecarga y eficiencia en el ensayo	77
2.3.3 Prueba de penetración de cono (CPT)	78
2.3.3.1 Normalización de la resistencia a la penetración de cono	79
2.3.3.2 Cálculo de la resistencia normalizada equivalente de la penetración de cono en arenas limpias, $(q_{c1N})_{cs}$	82



2.3.3.3	Corrección de la resistencia a la penetración de cono para estratos de suelo de pequeño espesor	83
2.3.4	Velocidad de onda de cortante	85
2.3.4.1	Criterio para la evaluación de la resistencia a la licuación	85
2.3.5	Prueba de penetración Becker	87
2.3.6	Factores de escala para tomar en cuenta la magnitud del sismo.....	88
2.3.6.1	Factores de escala de Idriss.....	89
2.3.7	Corrección por altas presiones de confinamiento, esfuerzos cortantes estáticos y edad del depósito de suelo.....	90
2.3.7.1	Factor de corrección K_{σ}	90
2.3.7.2	Factor de corrección K_{α} para terrenos con superficie inclinada.....	92
3.	Caso de estudio: Presa Arkabutla.....	93
3.1	Antecedentes.....	93
3.1.1	Condiciones generales.....	94
3.1.2	Mediciones de la velocidad de onda de cortante.....	94
3.2	Modelos de análisis y características de los materiales.....	99
3.2.1	Perfiles del suelo seleccionados para el análisis.....	99
3.2.2	Propiedades de los materiales.....	102
3.2.3	Ambiente sísmico.....	104
3.2.4	Evaluación de los valores $(N_1)_{60}$ críticos.....	105
4.	Análisis de resultados.....	107
4.1	Análisis de la propagación de ondas SH, propagándose verticalmente.....	107
4.2	Análisis paramétricos.....	115
4.2.1	Influencia de la profundidad de la base del modelo.....	115
4.2.2	Influencia de la degradación del módulo de rigidez al cortante del suelo y las relaciones de amortiguamiento.....	117
4.2.3	Influencia de la zona en donde se aplica el sismo de diseño.....	120
	Conclusiones y recomendaciones.....	130
	Referencias.....	133



INTRODUCCIÓN

La licuación es uno de los problemas más importantes, interesantes y complejos en la Ingeniería Geosísmica. Este fenómeno comenzó a estudiarse a partir de los sismos de Good Friday en Alaska y Niigata en Japón, ambos ocurridos en 1964. Estos sismos produjeron un espectacular ejemplo del daño que puede ser provocado por la licuación de suelos, pues indujeron fallas de taludes, fallas en puentes y en cimentaciones de edificios, así como la flotación de estructuras subterráneas. Después de estos sismos, la licuación ha sido estudiada extensamente por cientos de investigadores alrededor del mundo.

Aunque mucho se ha aprendido sobre el fenómeno, el camino no ha sido fácil, ya que inicialmente se propusieron diferentes terminologías, procedimientos y métodos de análisis. Actualmente esto ha cambiado, muchas de las diferencias han sido conciliadas, y se han establecido métodos de análisis reconocidos internacionalmente.

Algunos de los más espectaculares ejemplos de daños producidos por sismo han ocurrido cuando el suelo tiene una drástica pérdida de resistencia, por lo que su comportamiento es muy similar al de un fluido, al punto donde este es incapaz de soportar estructuras o mantenerse estable. Debido a que esto sólo ocurre en suelos saturados, la licuación es comúnmente observada cerca de riveras, bahías y lugares que están en contacto con grandes cuerpos de agua. Un gran porcentaje de los casos de licuación se han desarrollado durante sismos severos, produciendo así daños materiales muy grandes y causando numerosas pérdidas de vidas.

El término licuación abarca varios fenómenos relacionados, por ejemplo, el flujo plástico, el cual ha causado el colapso de presas de tierra y taludes, así como la falla de cimentaciones. Por otro lado, los desplazamientos laterales es otro fenómeno que se caracteriza por incrementar los movimientos laterales del suelo durante un movimiento sísmico. Los desplazamientos que se producen pueden dañar los apoyos, la cimentación y la superestructura de puentes, muelles, etc. Finalmente, tenemos el fenómeno de licuación de terrenos sin pendiente, donde no se dan desplazamientos laterales grandes pero es fácilmente identificado por la presencia de ebulliciones de arena producidas por el agua alojada en los poros del suelo que sale a la superficie, indicando la presencia de altas presiones cuya eventual disipación puede producir hundimientos y asentamientos diferenciales.



Este fenómeno es particularmente importante de evaluar en presas de tierra, por lo catastrófico que pueden resultar las fallas de estas estructuras. El objetivo de este trabajo es demostrar como criterios de análisis simplificado pueden ser aplicados para obtener valores mínimos de resistencia a la penetración $(N_1)_{60}$, con base en modelos unidimensionales de propagación de ondas de la presa en cuestión, a partir de los cuales se puede estimar su susceptibilidad a licuarse tanto en la cimentación como en el cuerpo de la cortina.

En el capítulo 1 se muestra un panorama de la magnitud de los daños que puede producir el fenómeno de licuación a través de la reseña de las fallas de las presas Lower San Fernando y Sheffield, localizadas en los E.U. De igual manera, se revisan los factores que originan el fenómeno y los criterios más usados para analizarlo. Asimismo, se presentan las variables más importantes a considerar en el comportamiento de los suelos granulares sometidos a movimientos sísmicos, los métodos analíticos para su simulación, así como los métodos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismos en terraplenes y presas de tierra y enrocamiento.

El capítulo 2 presenta la metodología del modelo analítico simplificado adoptado. Se incluyen elementos de la teoría de propagación de ondas, comúnmente utilizada para determinar la respuesta dinámica de suelos estratificados horizontalmente y sujetos a ondas de corte, SH, propagándose verticalmente, así como los criterios internacionales establecidos para determinar el factor de seguridad ante licuación de depósitos de suelo.

En el capítulo 3 se aplica la metodología descrita al análisis de a la presa Arkabutla, ubicada al norte del río Mississippi, en los E.U., ya que estudios anteriores han mostrado que dicha presa puede licuarse al presentarse el sismo de diseño, lo cual es de gran peligro para los habitantes ubicados aguas abajo de la cortina. En particular se revisa la información disponible de los materiales que conforman tanto la cortina de la presa como su cimentación.

En el capítulo 4 se realiza un análisis general del problema y se evalúan los resultados de los análisis paramétricos para evaluar el efecto de las variables más relevantes tanto en la respuesta dinámica como en los valores $(N_1)_{60}$ críticos obtenidos.

El capítulo 5 presenta las conclusiones generadas del análisis, con base en los resultados obtenidos. De igual manera, se dan las recomendaciones pertinentes según lo analizado y se definen áreas de oportunidad para continuar la investigación en el tópico abordado en la tesis.



1. Antecedentes

1.1 Algunos casos históricos de presas que han fallado por licuación

La falla de una presa es usualmente el resultado de un descuido, mal diseño o un daño estructural causado por un evento mayor, tal como un sismo. Cuando una presa falla, una gigantesca cantidad de agua es liberada hacia aguas abajo, destruyendo todo a su paso. Los daños que se pueden presentar son muy grandes resultando en inundaciones desastrosas, pérdidas de vidas y millonarias pérdidas en bienes.

Dentro de los efectos que pueden ser provocados por los movimientos sísmicos encontramos la licuación, que es un fenómeno que puede ocurrir en el cuerpo o la cimentación de una presa, el cual se traduce en una pérdida importante de la rigidez y resistencia de un suelo, debida a los movimientos físicos. Como resultado, parte de la presa puede presentar asentamientos y deslizamientos en su estructura.

A través de la historia se han registrados caso de fallas en presas debido a la licuación tanto en los materiales que conforman la estructura de la cortina como los que se encuentran en la cimentación. A continuación se presentan dos casos importantes que están dentro de los registros de presas con daños importantes asociados a la licuación inducida por movimientos sísmicos importantes.

1.1.1 Presa Lower San Fernando

La presa Lower San Fernando, localizada al noroeste de los Ángeles, California, fue construida entre 1912 y 1915 y tuvo una ampliación en 1930. La sección de la presa fue construida de un núcleo de arcilla con zonas exteriores de arena limosa. La presa fue construida a través de los métodos de relleno hidráulico, que incluyó el mezclado del suelo de relleno con el agua, transportando la mezcla al sitio de la presa por medio de tuberías de conducción y depositándola en el terraplén permitiendo que el agua drenara hacia fuera. Este relleno es muy suelto, por lo que es muy susceptible a licuarse.

En el sismo de San Fernando en 1971, el cual tuvo una magnitud $M = 6.7$, la cortina de la presa fue dañada, debido a que este indujo licuación en la sección de la cortina aguas arriba, provocando así un deslizamiento mayor envolviendo el núcleo, la cresta y el talud aguas arriba a lo largo de casi la mitad de la longitud de la presa. La presa no tuvo una falla total debido a que una parte del terraplén aguas abajo quedó de pie con una altura mayor a la del nivel de agua en el vaso, deteniendo así los 15 millones de toneladas de agua detrás

de una presa fuertemente dañada. En cualquier momento, otro movimiento fuerte después del sismo pudo haber iniciado un desastre.



Figura 1.1 Falla por licuación en la presa Lower San Fernando

Afortunadamente no hubo pérdidas de vidas, pero 80,000 personas fueron evacuadas aguas debajo de la presa. Debido al daño fue requerida una rehabilitación de la presa, diseñado para resistir movimientos asociados con los sismos futuros esperados en el área. Así, en 1994 esta misma presa sobrevivió a un sismo casi idéntico solo con pequeños daños. Este progreso en el diseño de estructuras ha sido el producto de años de investigación sobre fuertes movimientos durante grandes sismos.

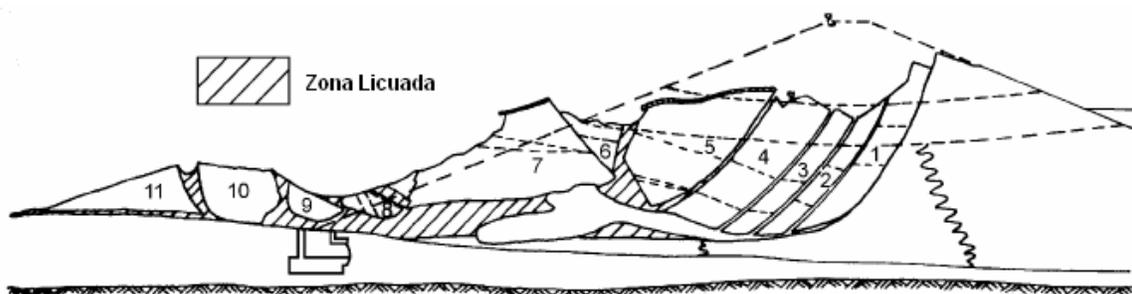


Figura 1.2 Zonas licuadas en la presa

Las presas de relleno hidráulico, como la Lower San Fernando, fueron consideradas como inseguras y han sido reemplazadas con otros tipos de presas (usualmente presas de tierra compactada).



Figura 1.3 Cortina de la presa restaurada

Debido al daño de la presa Lower San Fernando, el Departamento de Recursos Hidráulicos de California, en su División de Seguridad de Presas analizaron alrededor de 100 presas. De las cuales, 60 presas han sido físicamente modificadas, 19 tienen restricciones de almacenamiento permanentes, 36 tienen pendiente restricciones preliminares de mitigación de deficiencias y 4 han sido removidas.

1.1.2 Presa Sheffield

La presa Sheffield, localizada en California, en la base de las montañas de Santa Inés y Santa Bárbara, tiene la distinción de ser la única presa de los estados unidos que falló totalmente durante un sismo. Fue construida en 1917, con 219 m de longitud, 10 m de altura y, en el momento del sismo, tenía alrededor de 30 millones de galones de agua.

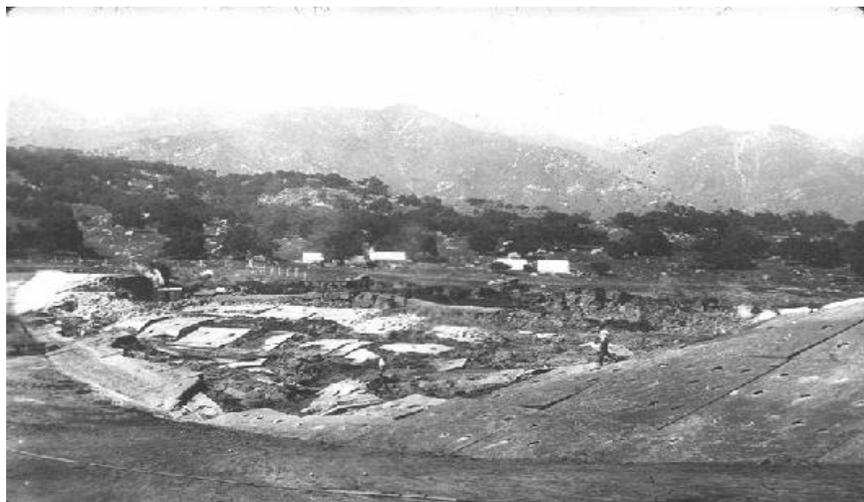


Figura 1.4 Falla de la presa Sheffield



La presa fue construida en un suelo arenoso saturado. Consistió principalmente de arenas limosas y limos arenosos excavados del banco y compactados por equipos de construcción sobre el terraplén.

Durante el sismo de Santa Bárbara en 1925, que tuvo una magnitud $M = 6.3$, la presa Sheffield, falló aparentemente debido a licuación de los materiales ubicados en el área justamente debajo de la cortina de la presa. Los daños fueron menores y no hubo pérdidas de vidas humanas.

El sismo causó el flujo de la presión de poro en el suelo, provocando que el comportamiento del suelo fuera mas como el de un líquido que como el de un sólido. Cerca de 91 metros de suelo licuado del centro de la presa, simplemente flotaron, viajando alrededor de 30 m aguas abajo.



Figura 1.5 Zona de falla de la presa Sheffield

En la ciudad, ubicada muy cerca de la presa, una gran cantidad de agua entró por sus calles, arrastrando árboles, automóviles y algunas casas, dejando detrás de la avenida una gran cantidad de fango. El agua inundó la parte más baja de la ciudad, subiendo el nivel del agua aproximadamente 0.60 m de profundidad, hasta que esta se drenó gradualmente hacia el mar.

1.2 Licuación en suelos

Probablemente uno de los efectos más costosos y espectaculares que se pueden encontrar en la Ingeniería Sísmica es debido al fenómeno de licuación de arenas. Sus efectos devastadores han llamado la atención de la Ingeniería Geotécnica desde hace ya varias décadas. Desde los sismos de Alaska y Niigata, Japón en 1964, este fenómeno ha sido estudiado extensamente por cientos de investigadores a través del mundo, y desde entonces mucho ha sido aprendido en el análisis del comportamiento del suelo durante la licuación.



1.2.1 Definición de licuación en suelos

La licuación ocurre en los suelos saturados, es decir, los suelos en los cuales el espacio entre las partículas es ocupado totalmente por agua. Antes de un terremoto, la presión del agua es relativamente baja. Sin embargo, al ocurrir este puede causar que la presión del agua aumente al punto donde las partículas del suelo pueden moverse fácilmente entre ellas. Se dice que un suelo se licua en condiciones dinámicas cuando la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica se incrementa alcanzando el valor de la presión de confinamiento.

A menudo un sismo provoca el aumento de presión del agua, pero también algunas actividades relacionadas con la construcción como el demoler o el hincado de pilotes pueden incrementar la presión del agua. Así, cuando la licuación ocurre, la fuerza del suelo disminuye y la capacidad de un depósito de suelo para soportar todo tipo de estructuras es considerablemente reducida.

El fenómeno de licuación de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poro son inducidas cuando se le aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir, prácticamente a volumen constante. La forma en que se pueden aplicar los esfuerzos cortantes puede ser monotónica, cíclica o transitoria.

De esta manera, podemos entender por “licuación de arenas” el fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido a una carga monotónica o cíclica, y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, por lo que el movimiento se detiene y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

Debido a esto, por ejemplo, cuando la licuación se presenta en un talud, este llega a estabilizarse, cuando su pendiente se ha reducido a pocos grados, o en un muro de contención donde el suelo retenido se licua, este ejerce una presión más alta hacia el muro, que puede causar la inclinación o desplazamiento de este.

1.2.2 Principales factores que causan licuación

Los factores más importantes que influyen en la presencia de licuación en suelos son:

1.2.2.1 Tipo de suelo

Un suelo que debido a su composición granulométrica es uniformemente graduado tiene una mayor susceptibilidad de presentar licuación que un suelo clasificado como bien

graduado. De esta manera, una arena fina tiene mayor probabilidad de licuarse que las gravas o los suelos arcillosos aluviales.

En el sismo de Alaska en 1964 se observó que las estructuras de algunos puentes cimentados sobre arenas sufrieron grandes desplazamientos, mientras que las cimentadas en grava no tuvieron daños.

1.2.2.2 Compacidad relativa

Un depósito de arena suelta presenta una mayor susceptibilidad de sufrir licuación que un depósito de arena densa.

En el sismo de Niigata, Japón de 1964 se presentó el fenómeno en lugares donde su C_r era aproximadamente del orden del 50%, ó menor, mientras que en zonas con una $C_r > 70\%$ no existió daño alguno.

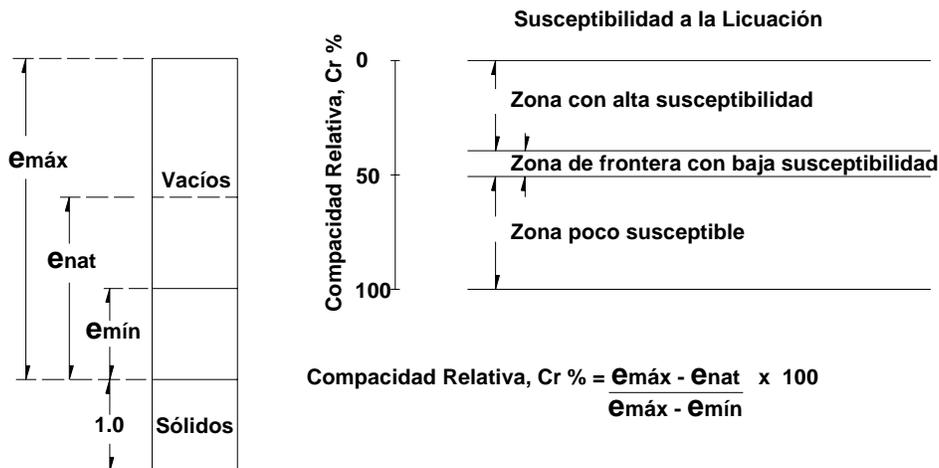


Figura 1.6 Concepto de compacidad relativa

1.2.2.3 Esfuerzo cortante inicial

Al aumentar el esfuerzo confinante, disminuye la posibilidad de que ocurra licuación. En pruebas de laboratorio, se ha observado que con el aumento de la presión de confinamiento, para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación también aumenta.

1.2.2.4 Magnitud del esfuerzo repetido

Un depósito de arena con una relación de vacíos mayor que su $e_{m\acute{i}n}$ tiene mayor facilidad de sufrir la pérdida parcial o total de su resistencia, si la magnitud de la excitación es de intensidad suficiente.



La resistencia a la licuación tiende a decrecer cuando se incrementa la magnitud del esfuerzo cíclico.

A través de las evidencias encontradas en campo se ha observado que los depósitos de arena suelta han resistido sismos de pequeña intensidad (0.005 g) sin daños, mientras que ante sismos intensos (0.16 g) se han licuado.

1.2.2.5 Número de ciclos de esfuerzo

Estudios de laboratorio han mostrado que para una muestra sometida a carga repetida, con un nivel o esfuerzo de deformación preestablecido, el inicio de la licuación depende de la aplicación del número de ciclos de esfuerzos que sean requeridos. Esto fue confirmado en el sismo de Anchorage en 1964, cuando los desplazamientos comenzaron 90 segundos después de haberse iniciado el movimiento.

En años recientes una gran cantidad de investigaciones han aportado nuevos aspectos acerca de los factores que influyen en la licuación de arenas. Algunos de estos son los siguientes:

1.2.2.6 Estructura

Pyke, Ladd y Mulilis, encontraron que el método de preparación de la muestra afecta de manera directa la relación de esfuerzos ($\sigma_{dc}/2\sigma_3$) que es una causa de licuación hasta en un 200%.

1.2.2.7 Duración del esfuerzo sostenido

En las experiencias que se han tenido en ensayos de laboratorio se observó que para muestras idénticas sujetas a cargas sostenidas en periodos con una variación de 0.1 a 100 días previos al ensaye, mostraron afectaciones en la relación de esfuerzos hasta un 25 %. Con base en estos resultados podemos suponer que el efecto de la edad del depósito es un factor importante en el fenómeno. Considerando la gran diferencia existente entre las escalas de tiempo en campo y laboratorio se puede suponer una diferencia mayor del 25%.

1.2.2.8 Historia previa de deformaciones

Seed et al. (1975) llevaron a cabo experimentos donde fueron sometidas algunas muestras de arena a varios movimientos de intensidad pequeña, con lo cual se obtuvieron una serie de resultados que indicaron que el efecto de la historia sísmica es básicamente el incrementar de manera considerable la resistencia a la licuación, es decir, sometiendo muestras de arena a movimientos de pequeña intensidad, simulando un sismo, con un número de ciclos fijo, estas son mas resistentes en un 45% que aquellas que no tienen una historia previa.

Nótese que las características señaladas en estos últimos tres factores se alteran durante el muestreo y en consecuencia, el ensaye a muestras inalteradas no tendrá un reflejo claro de su influencia.

1.2.3 Principales efectos de la licuación

El fenómeno de licuación puede afectar fácilmente y de diferentes maneras construcciones, puentes, tuberías de conducción subterráneas y otras estructuras. De igual manera, este fenómeno puede influenciar la configuración de la superficie del terreno. El flujo plástico en la licuación también puede producir desplazamientos masivos y contribuir al hundimiento o inclinación de estructuras pesadas, la flotación de estructuras subterráneas ligeras y la falla de estructuras de retención.

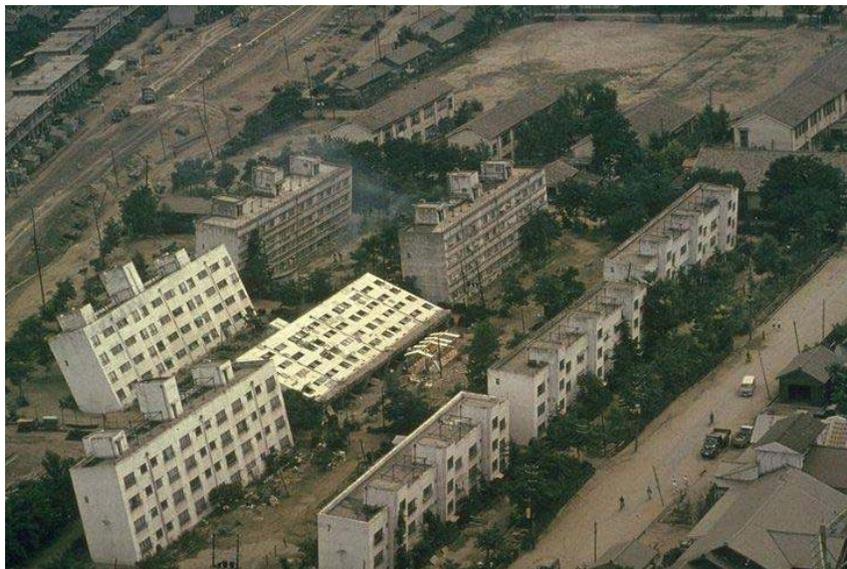


Figura 1.7 Efectos de licuación en Edificios

La movilidad cíclica puede causar deslizamientos de taludes, asentamiento de estructuras, agrietamientos laterales y fallas de muros de contención. Después de un sismo pueden presentarse en la superficie del sitio ondulación de la superficie de la tierra, ebulliciones de arena e inestabilidad de fallas existentes.



Figura 1.8 Inestabilidad de muros de contención

1.2.3.1 Modificación de la configuración del terreno

La influencia del módulo de cortante y las características de amortiguamiento del suelo en la respuesta de este, esta bien establecida. Varios ejemplos de los efectos de estas características muestran que depósitos de suelo blando responden de manera diferente a los depósitos de suelo con mayor rigidez, cuando son sometidos a movimientos iguales.

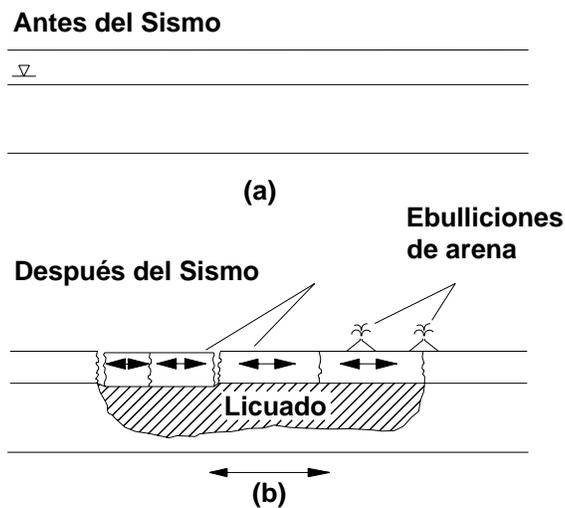


Figura 1.9 Oscilación del suelo (a) antes y (b) después del sismo

La ocurrencia de licuación a una cierta profundidad bajo una superficie plana puede modificar la configuración del suelo superficial, ya que el suelo licuado llega a producir largas y trascendentes ondulaciones en la superficie. El suelo superficial es a menudo segmentado en bloques separados por fisuras que se pueden abrir y cerrar durante el sismo (Figura 1.9). Ondulaciones en la superficie del suelo con amplitudes de distintas alturas han

sido observadas durante los movimientos de tierra, pero los desplazamientos permanentes son usualmente pequeños.

1.2.3.2 Desarrollo de “ebulliciones” de arena

La presencia de licuación es a menudo acompañada del desarrollo de ebulliciones de arena. Durante y después de la vibración debida al sismo, el exceso de presión de poro inducido sísmicamente es disipado predominantemente por el flujo ascendente del agua de poro. Este flujo produce fuerzas actuantes hacia arriba en las partículas de suelo. Así estas fuerzas pueden aflojar la parte superior del depósito y dejarlo en un estado susceptible a licuación en un sismo futuro. Si el gradiente hidráulico que conduce el flujo alcanza un valor crítico, los esfuerzos efectivos verticales caerán a cero y el suelo estará en una condición de arena movediza. En muchos casos, la velocidad del agua puede ser suficiente para acarrear partículas de suelo a la superficie. En el campo, las condiciones del suelo son raramente uniformes porque el agua de poro tiende a escaparse en un flujo con velocidad alta a través de fracturas y canales localizados. Las partículas de arena pueden ser acarreadas en estos canales y expulsadas en la superficie del suelo para formar volcanes o ebulliciones de arena. El desarrollo de estas ebulliciones de arena es un proceso complicado y algo al azar; este depende de la magnitud del exceso de la presión de poro, del espesor, la densidad y la profundidad de la zona donde se da dicho exceso de presión de poro, así como el espesor y la permeabilidad de cualquiera de las capas del suelo que estén sobre la zona de altos excesos de las presiones de poro.

Las ebulliciones de arenas son poco significativas por ellas mismas para fines de ingeniería, pero son útiles indicadores de la generación de altas presiones de poro. La mesa vibradora y pruebas en centrífuga muestran que el agua de poro drenada de los vacíos de los estratos sueltos puede acumularse bajo estratos previos y formar *capas intermedias de agua* (Figura 1.10). Las ebulliciones de arena pueden desarrollarse cuando las capas intermedias de agua salen hacia la superficie.

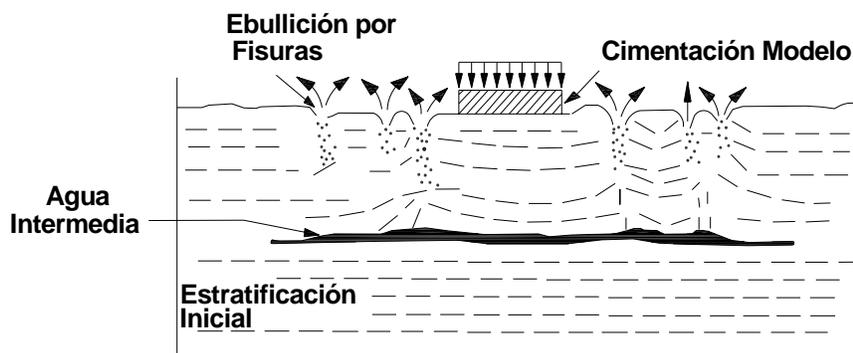


Figura 1.10 Formación de capas intermedias de agua



1.2.3.3 Asentamientos

La tendencia de las arenas a densificarse cuando es sometida a un movimiento sísmico ha sido bien documentada. La densificación del subsuelo es manifestada en la superficie de este en forma de asentamientos. Los asentamientos inducidos por sismo frecuentemente causan daños a estructuras soportadas por cimentaciones poco profundas y a líneas de conducción subterráneas, que comúnmente son construidas a bajas profundidades.

Las arenas secas se densifican más fácilmente; los asentamientos de un depósito de arena seca usualmente se desarrollan por completo al término del sismo. Los asentamientos de un depósito de arena saturada requieren más tiempo, que puede ser desde unos cuantos minutos, hasta un día. Los asentamientos pueden ocurrir solo cuando la presión de poro inducida por sismo se disipa. El tiempo requerido para que estos asentamientos puedan ocurrir depende de la permeabilidad y compresibilidad del suelo y la longitud de drenaje.

1.2.3.4 Inestabilidad

Las inestabilidades inducidas por licuación están entre las más dañinas y peligrosas de todos los riesgos sísmicos. Sus efectos han sido observados en la forma de flujo de taludes, desprendimientos laterales, fallas de muros de contención y cimentaciones en incontables sismos a través del mundo.

La inestabilidad ocurre cuando el esfuerzo cortante requerido para mantener el equilibrio de un depósito de suelo excedió la resistencia al cortante de ese depósito. El suelo entonces se deforma hasta alcanzar una configuración en que los esfuerzos cortantes no excedan la resistencia al cortante. La cantidad de deformación requerida para alcanzar una configuración estable es comúnmente influenciada por la diferencia entre el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio y la resistencia al cortante del suelo licuado. Si la resistencia al cortante del suelo licuado es solo ligeramente menor que el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio, las deformaciones permanentes son probablemente pequeñas. Si la diferencia entre la resistencia al cortante y el esfuerzo cortante es grande, pueden desarrollarse deformaciones muy grandes. La evaluación exacta de los efectos de la inestabilidad inducida por licuación requiere de una estimación exacta de la resistencia al cortante del suelo licuado.

1.2.4 Susceptibilidad a la licuación

No todos los suelos son susceptibles a licuarse; consecuentemente, el primer paso en una evaluación del riesgo de licuación es usualmente la evaluación de la susceptibilidad a licuación del suelo. Si en un sitio en particular el suelo no es susceptible, no existe el riesgo de licuación y la evaluación es terminada. Sin embargo, si el suelo es susceptible, debe ser revisada la probable ocurrencia de iniciación de la licuación y sus efectos. Existen varios criterios por los que la susceptibilidad a la licuación puede ser evaluada y algunos son diferentes para flujo plástico y movilidad cíclica.



1.2.4.1 Criterio estadístico

Una gran cantidad de información del comportamiento de licuación ha venido de la investigación de campo después de un sismo, que han mostrado que la licuación a menudo se repite en algún lugar en donde el suelo y las condiciones freáticas han permanecido sin cambios. Estos casos históricos de licuación pueden ser utilizados para identificar sitios específicos o condiciones más generales del sitio que puede ser susceptible a licuación en futuros sismos.

Las investigaciones realizadas después de un sismo muestran también que los efectos de la licuación han sido históricamente confinados a una zona dentro de una distancia particular de la fuente del sismo. Ambraseys (1988) compiló por todo el mundo datos de sismos de magnitud baja para estimar una distancia límite mas allá del epicentro donde la licuación no ha sido observada en sismos de diferentes magnitudes. La distancia a la cual la licuación puede ser esperada se incrementa dramáticamente con el incremento de la magnitud del sismo. Aunque las zonificaciones en base a la distancia del epicentro y la magnitud de sismo no garantizan que la licuación no ocurra a mayores distancias, pueden ser útiles para tener panoramas en la estimación de regiones de riesgo de licuación.

1.2.4.2 Efecto de la Geología

Los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación son formados dentro de un rango relativamente estrecho de ambientes. Todos los aspectos como el ambiente deposicional, hidrológico y la edad de un depósito de suelo contribuyen a la susceptibilidad de licuación de este.

Los suelos de esta clase de procesos geológicos en distribuciones uniformes de tamaño de grano y en depósitos en estado suelto o blando, produce suelos altamente susceptibles a licuación. Consecuentemente, los depósitos fluviales y eólicos cuando están saturados son fácilmente susceptibles a licuación. La licuación ha sido también observada en depósitos aluviales-eólicos, de llanuras aluviales, de playa, de terraza, y de estuario, pero no tan constantemente como los previamente listados. La susceptibilidad a la licuación de depósitos de suelo viejos es generalmente mas baja que de los suelos más recientes. Los suelos de la edad del Holoceno son más susceptibles que los suelos del Pleistoceno, aunque la susceptibilidad decrece con la edad dentro del Holoceno. La licuación de depósitos del Pleistoceno es rara.

La licuación ocurre solo en suelos saturados, por lo que la profundidad del agua freática influye en la susceptibilidad de licuación. Los efectos de la licuación son más comúnmente observados en sitios donde el nivel freático está a pocos metros de la superficie del suelo. En sitios donde el nivel freático fluctúe significativamente, el riesgo de licuación también fluctuará de manera acorde.

Los depósitos de suelo hechos por el hombre también deben ser observados. Los terraplenes blandos, como por ejemplo los contruidos sin compactación, son muy



fácilmente susceptibles a licuación. La estabilidad de taludes hidráulicos de presas y las presas de jales donde las partículas de suelo son depositadas libremente por sedimentación a través del agua siguen teniendo un peligro sísmico importante. Por otro lado, en taludes bien compactados es raro que satisfagan el criterio de estado para ser susceptiblemente licuables.

1.2.4.3 Composición del suelo

Ya que la licuación requiere del desarrollo de excesos de presión de poro, la susceptibilidad a la licuación es influenciada por las características de composición que influyen el comportamiento en el cambio de volumen. Las características compositivas asociadas con el gran potencial de cambio de volumen tienden a ser relacionadas con la alta susceptibilidad a licuación. Estas características incluyen tamaño de partículas, forma y graduación.

Por muchos años, la licuación se relacionó a un fenómeno que solo se limitaba a las arenas. Los suelos finos granulares se consideraban incapaces de generar las altas presiones de poro comúnmente asociadas con la licuación y los suelos de granulometría más gruesa también se consideraban permeables e incapaces de contener bastante tiempo cualquier presión de poro generada para presentar licuación. Recientemente, los límites del criterio de susceptibilidad a licuación han sido ampliados.

La licuación de limos no plásticos ha sido observada en el laboratorio y en el campo, indicando que las características de plasticidad más que el tamaño de grano, solamente influyen la susceptibilidad a licuación de suelos finos granulares. Limos gruesos con forma de partículas abultada, que son no plásticas y no cohesivas son completamente susceptibles a licuación; los limos finos con partículas laminares o en forma de placa generalmente exhiben suficiente cohesión para inhibir la licuación. Las arcillas permanecen no susceptibles a licuación, aunque arcillas sensibles pueden exhibir un comportamiento de deformación sostenida similar a la licuación de suelos. Los suelos de granos finos que satisfacen cada uno de los siguientes cuatro criterios pueden ser considerados susceptibles a una pérdida significativa de resistencia:

- Fracción mas fina que $.005 \text{ mm} \leq 15 \%$
- Limite líquido, $LL \leq 35 \%$
- Contenido natural de agua $\geq 0.9 LL$
- Índice de liquidez ≤ 0.75

En el otro extremo, y a partir de la curva granulométrica, la licuación de gravas ha sido observada en el campo y en el laboratorio. Los efectos de la membrana de penetración es ahora la idea responsable de la alta resistencia a licuación observada en las nuevas investigaciones de los suelos de gravas. Cuando la disipación de la presión de poro es impedida por la presencia de estratos impermeables donde verdaderamente existe condición no drenada, los suelos de gravas pueden ser susceptibles a la licuación.



La susceptibilidad a licuación es influenciada también por la graduación. Los suelos bien graduados son generalmente menos susceptibles a licuación que los pobremente graduados; el relleno de vacíos entre partículas por partículas más pequeñas en un suelo bien graduado resulta en cambios de volumen potenciales menores bajo condiciones drenadas y consecuentemente, bajos exceso de presiones de poro. Evidencias de campo indican que la mayoría de fallas por licuación involucran suelos uniformemente graduados.

La forma de las partículas también influye la susceptibilidad de licuación. Se sabe que los suelos con partículas de formas redondeadas se densifican más fácilmente que los suelos con granos angulares. Consecuentemente, estos son usualmente más susceptibles a licuarse que los suelos con granos angulares. Las partículas redondeadas frecuentemente se encuentran en ambientes fluviales y aluviales, ya que es aquí donde los depósitos sueltos saturados son frecuentemente formados y la susceptibilidad a la licuación es a menudo alta en estas áreas.

1.2.5 Inicio de la licuación

El hecho de que un depósito de suelo es susceptible a la licuación no quiere decir que necesariamente esta ocurra en un sismo dado. Esta ocurrencia requiere una perturbación que sea bastante fuerte para iniciar la licuación. La evaluación de la naturaleza de esta perturbación es una de las partes más críticas de una evaluación de riesgo de licuación. Muchos estudios previos acerca del inicio de licuación tienen implícitamente juntos el flujo plástico de una masa y la movilidad cíclica, pero ya que son fenómenos diferentes, esto es más apropiado para considerar cada uno por separado.

Si bien la movilidad cíclica es un fenómeno relacionado con los sismos, el flujo plástico puede ser iniciado de varias maneras. El flujo de taludes se inicia por cargas monotónicas (*licuación estática*) puede ser observado en depósitos de suelo naturales, rellenos hechos por el hombre y presas de jales. El flujo plástico ha sido también provocado por vibraciones de origen distinto al sísmico, tal como el hincado de pilotes, el paso de trenes, exploración geofísica y explosiones.

Comprender el inicio de la licuación requiere la identificación del estado del suelo donde la licuación es iniciada.

1.2.5.1 Flujo plástico debido a licuación

Las condiciones en que el flujo plástico es iniciado se puede ilustrar más fácilmente con la ayuda de la trayectoria de esfuerzos. Hanzawa mostró que las condiciones de esfuerzo efectivo en las que ocurre el comportamiento de deformaciones sostenidas en arenas sueltas saturadas puede ser descrito muy simplemente en el espacio de la trayectoria de esfuerzos. Las condiciones efectivas de esfuerzo en la iniciación del flujo plástico pueden ser descritas en el espacio de la trayectoria de esfuerzos por una superficie tridimensional referida como *superficie de flujo plástico* (FLS). Si bien se tienen algunas dificultades prácticas en la medición de la FSL para generar la trayectoria de esfuerzos, esta proporciona (en conjunto



con los conceptos del estado estable) una estructura muy usual para la comprensión conceptual de la relación entre los distintos fenómenos de la licuación. Esta comprensión conceptual es vital para la apropiada evaluación del comportamiento de suelos licuables durante y después de un movimiento sísmico.

1.2.6 Métodos existentes de mejoramiento de suelos para prevenir la licuación

Las propiedades presentadas en las arenas contractivas, tanto de depósitos granulares naturales como de rellenos hidráulicos, son modificables a través de técnicas que permiten densificarlas, incrementando así su resistencia y disminuyendo la susceptibilidad a la licuación.

De esta manera, un depósito de arena que ha sido sometido a una técnica de mejoramiento podrá soportar cargas dinámicas y tener asentamientos que estén dentro de las tolerancias para las excitaciones sísmicas de diseño sin presentar licuación.

En muchos lugares se ha observado que los suelos y rellenos granulares sueltos tienen una respuesta positiva a los efectos producidos por los impactos o la vibración, ya que la energía dinámica producida por estos, provoca un mejoramiento en las características de los materiales como es la densidad relativa, rigidez, resistencia y disminución en la deformabilidad. Así mismo, la aplicación de cargas estáticas temporales, denominadas como precargas también son útiles para la mejora de las propiedades de estos suelos, aunque menos efectivas que los métodos dinámicos de compactación.

La energía dinámica que es requerida para conseguir que un depósito de arena potencialmente licuable pase a un estado estable, para un sismo de diseño dado, depende del método de mejoramiento que se emplee para ello, ya que existe una variación de energía en cada uno de los métodos, desde los que utilizan la aplicación de impactos hasta los que usan oscilaciones armónicas mediante vibradores.

En los métodos donde son usadas las oscilaciones armónicas, la intensidad de las vibraciones inducidas en el interior de la masa de suelo determina el tipo de respuesta, pues a bajas aceleraciones, que sean menores que 0.5g., la respuesta del suelo es básicamente en forma elástica; por otro lado, cuando las aceleraciones se incrementan entre 0.5g y 1.0g predominan las deformaciones de tipo plástico, con lo cual se logra la densificación del depósito, y finalmente cuando las aceleraciones en el depósito son del orden de 1.5g casi todos los suelos tienden a fluir.

La capacidad de un depósito de arena para transmitir las vibraciones a largas distancias es reducida a medida que se pierde la resistencia al corte, de esta manera, mientras el suelo presente mayor degradación, las vibraciones serán solo locales, es decir, solo alrededor del instrumento utilizado y no se lograrán transmitir a grandes distancias, por lo cual la densificación solo se conseguirá en la zona alrededor de la fuente. Por tal motivo el núcleo



fluidizado será rodeado sucesivamente por una zona plástica, una zona compactada y una zona más con comportamiento elástico.

1.2.6.1 Técnicas de mejoramiento

El uso de alguna técnica para el mejoramiento de rellenos granulares sueltos normalmente involucra el uso de grandes cantidades de material, por lo cual la selección del método más conveniente en cada caso comúnmente incluye aspectos económicos, lo que provoca en muchas ocasiones que se considere más importante el factor económico que las consideraciones exclusivamente técnicas.

Los costos entre un método y otro varían de manera notable, por lo cual, es deber de los ingenieros geotecnistas conocer las características de los métodos más usuales y disponibles, la efectividad de estos y las dificultades presentes en cada uno para su uso en casos particulares.

Normalmente la mayoría de los métodos utilizados para el mejoramiento de un suelo, aprovechan la capacidad que tiene este para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento que se desea. Debido a esto, resulta imprescindible el conocer amplia y claramente las propiedades y características que presenta el depósito para así hacer la elección adecuada de un método y lograr los resultados óptimos esperados.

Así, en base a los factores que afectan la ocurrencia del fenómeno, se recurre a las técnicas siguientes:

1. Técnicas de densificación en el sitio:
 - a) Compactación dinámica o de impacto
 - b) Vibrocompactación
 - c) Vibrodesplazamiento
 - d) Vibroflotación

2. Técnicas de drenaje
 - a) Drenes verticales de grava
 - b) Drenes verticales prefabricados

3. Inyección de mezclas

A continuación se describen brevemente algunos de los métodos de mejoramiento antes mencionados:

- **Compactación dinámica o de impacto**

Esta es posiblemente la técnica más antigua existente para el mejoramiento de los suelos, fue utilizada desde los tiempos de los romanos y desde el siglo pasado en Estados Unidos, pero realmente su racionalización fue hecha por Mennard en la década de los setentas. En México se han tenido varias experiencias en el uso de este método.

Esta técnica consiste en izar, mediante una grúa, una cierta masa a una altura fija, para posteriormente dejarla caer y aprovecharla energía del impacto para compactar el suelo. Los pesos de masa utilizados pueden ser hasta de 40 toneladas y la altura de caída hasta 30 metros.

Las experiencias que se tienen en el uso de este método han demostrado que este es el menos apropiado y confiable para llevar a cabo un mejoramiento de suelo, ya que es muy difícil tener un control para lograr el mismo nivel de compactación en toda el área, por lo cual son necesarios muchos ensayos de verificación. Esta técnica solo se recomienda para el mejoramiento de rellenos de suelo de espesor reducido, debido a que el efecto del impacto de la masa tiende a decrecer con la profundidad.



Figura 1.11 Compactación dinámica

- **Vibrocompactación**

Es un método de mejoramiento de suelos a mayores profundidades que lleva a cabo la densificación de este por medio de movimientos verticales y horizontales de un tubo vibrador que es hincado en el suelo. El elemento que aplica la vibración es un tubo de acero con masas excéntricas el cual es sostenido por una grúa; la forma en que se lleva a cabo la densificación consiste en hincar el tubo en arreglos rectangulares, con la finalidad de

provocar la licuación del suelo para tener un posterior reacomodo de la estructura de este hasta tener el grado de densificación deseado.

Para su ejecución se han desarrollado varias técnicas y equipos; en algunas es utilizado un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero; dicho perfil se hince desde la superficie introduciendo y retirando continuamente el tubo.

Esta técnica tiene un bajo grado de eficiencia, ya que hay que disminuir las distancias entre los puntos de hincado para lograr la densificación deseada.

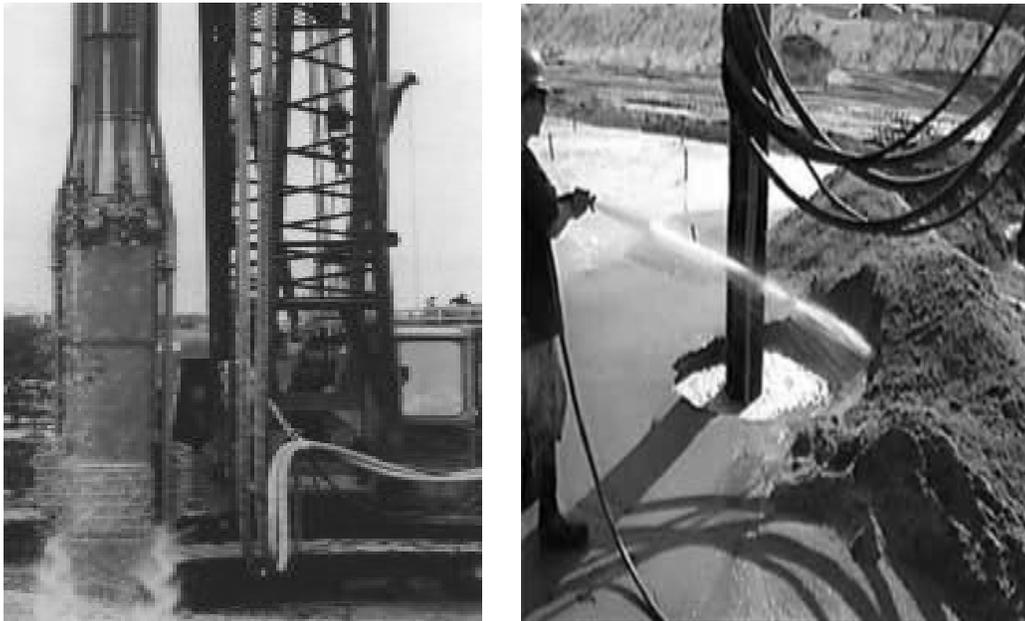


Figura 1.12 Proceso de vibrocompactación

▪ **Vibrodesplazamiento**

Este método consiste en la compactación del suelo mediante el desplazamiento lateral de suelo, que es provocado por un torpedo vibratorio con toberas en la punta para la inyección de aire o agua, el cual se hince hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado; el torpedo e hincado consiste de un tubo de acero de gran peso con un diámetro que varía de 70 a 120 centímetros, que cuenta con masas excéntricas internas.

El proceso consiste en el hincado del torpedo para provocar el desplazamiento lateral del suelo, para posteriormente retirarlo y rellenar en capas con grava gruesa o roca triturada (formando columnas de roca); en seguida se introduce nuevamente el torpedo y se densifica el material colocado, logrando así el refuerzo del suelo con el reemplazo de material. De esta manera se llega a la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poro.

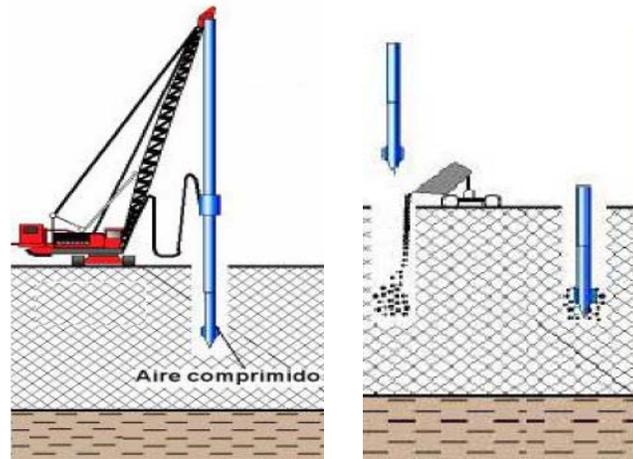


Figura 1.13 Vibrodesplazamiento

▪ **Vibroflotación**

El uso del método de vibroflotación para la densificación de los depósitos de arena suelta fue inicialmente aplicado en Rusia, posteriormente en Alemania y aproximadamente en 1939 se introdujo a los Estados Unidos.

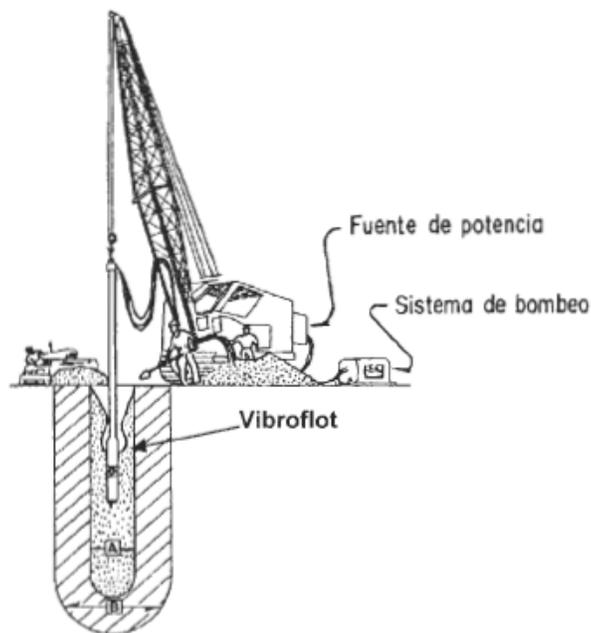


Figura 1.14 Proceso de vibroflotación

Esta es una técnica muy similar a la vibrocompactación, pero proporciona mejores resultados porque se aporta arena o grava en el momento en que se licua el suelo, por lo que se forman columnas de suelo mejorado.

La vibroflotación consiste primordialmente en una simultánea aplicación tanto de un flujo de agua a presión como de vibración. El equipo utilizado para aplicar el método consiste esencialmente de un vibroflot, un sistema de bombeo, una grúa, una fuente de potencia y un cargador frontal.

Como es evidente, el vibroflot es el componente principal del sistema; sus características son:

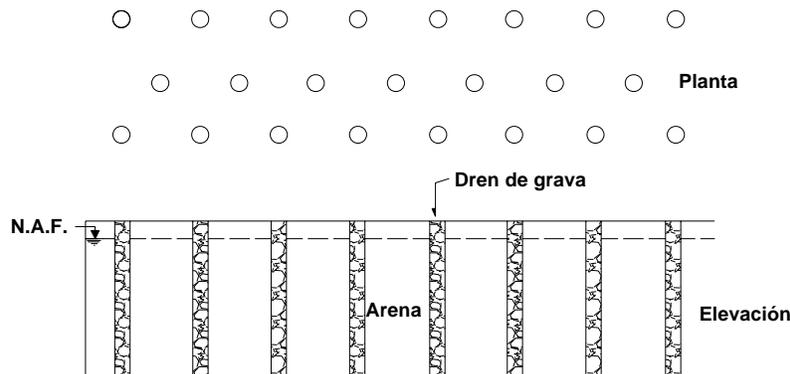
- Diámetro: 38 cm (15")
- Longitud: 1.82 m (6')
- Peso: 2 Ton
- Fuerza centrífuga horizontal: 10 Ton

El sistema de bombeo requiere tener un gasto de $0.30 \text{ m}^3/\text{min}$ (80gpm) con una presión de 80 psi (552 kPa). La velocidad aproximada de densificación es de 30 cm/min; el área de influencia tiene un radio aproximado de 2.7 m.

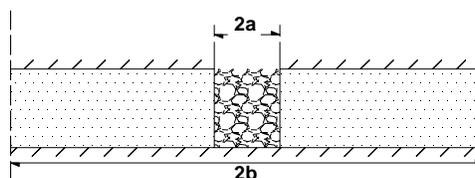
▪ Drenes verticales de grava

Si logramos que la presión de poro generada por carga cíclica pueda ser disipada, tan rápidamente como es generada, entonces el riesgo de licuación puede ser evitado o por lo menos disminuido.

Considerando esto, podemos instalar un sistema de drenes de grava como el mostrado en la Figura 1.15 para estabilizar un depósito susceptible a licuarse.



(a) Sistema de drenes de grava



(b) Dren de grava con drenaje radial

Figura 1.15 Sistema de drenes verticales

▪ Inyección de mezclas

El Jet Grouting es una técnica que utiliza un broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan el suelo lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de material inyectado, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo reemplazo. Generalmente se inyecta cemento y entre sus usos más comunes está el recimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas.

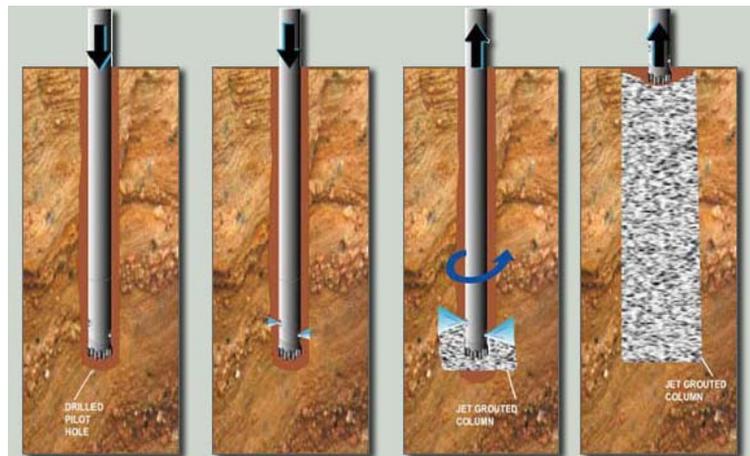


Figura 1.16 Proceso de la inyección de mezclas para la estabilización de suelos

1.3 Variables a considerar en el comportamiento de los suelos granulares

Para realizar la evaluación de la seguridad de un terraplén o una masa de suelo que es sometida a un movimiento sísmico, es necesario conocer las variables que determinan el comportamiento dinámico de los suelos granulares respecto a los posibles cambios volumétricos o pérdida de resistencia y la manera en que estos y otros factores que influyen en dicho comportamiento pueden ser modelados y simulados a través de métodos analíticos.

Los posibles movimientos relativos entre las partículas de un material no cohesivo, así como la presión de poro inducida, están directamente relacionados con los cambios volumétricos que ocurren en un terraplén o masa de suelo que están conformados por dicho material y son sometidos a una excitación.

Los diferentes tipos de pruebas dinámicas que se han desarrollado en el laboratorio permiten realizar estudios mediante muestras representativas de suelo con los diferentes estados de esfuerzos que se presentan en un elemento de suelo cuando ocurre un sismo, esto con la finalidad de determinar sus propiedades dinámicas y realizar los análisis

paramétricos sobre las variables que determinan su comportamiento en estos cambios volumétricos o la disminución de resistencia de los materiales.

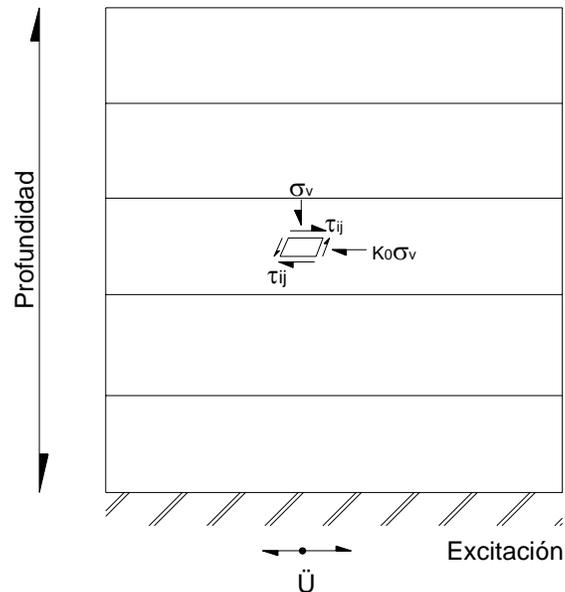


Figura 1.17 Estado de esfuerzos de un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de ondas de corte

Respecto a los cambios volumétricos observados en distintos depósitos de suelo y estructuras térreas, estos se atribuyen principalmente a los esfuerzos cortantes debidos a la propagación vertical de ondas de corte (Figura 1.17). La masa de suelo, estando bajo un estado inicial de confinamiento, presenta una distorsión propiciada por el movimiento relativo de los planos perpendiculares a la dirección de propagación del movimiento, provocando un reacomodo de las partículas y en consecuencia un cambio volumétrico.

Realizando una prueba de corte simple cíclica podemos reproducir las condiciones de esfuerzo mencionadas de manera apropiada. Dentro de los primeros trabajos de laboratorio realizados con una maquina para dicha prueba tenemos los de Silver y Seed (1969).

1.3.1 Amplitud de deformación angular cíclica

Variando el esfuerzo de confinamiento y la densidad relativa de algún material, por ejemplo la arena, podemos obtener diferentes asentamientos para diferentes amplitudes de deformación cíclica en un mismo número de ciclos de deformación. De esta manera se tiene un importante aumento en la deformación conforme existe un aumento en la amplitud de los ciclos de carga.

De igual manera, como una consecuencia de la amplitud de los ciclos de deformación inducidos, se da una degradación en el módulo de rigidez de la arena, el cual depende de la densidad relativa y el esfuerzo de confinamiento de la muestra.



Debido a flexibilidad que presentan algunos terraplenes como consecuencia de la variación de las propiedades de los materiales que lo conforman y la distribución de estos en el cuerpo del terraplén, se puede esperar que los niveles de deformación inducidos presenten una variación con respecto a la altura.

1.3.2 Duración de la excitación y número de ciclos equivalentes

El concepto del número de ciclos equivalentes está estrechamente relacionado con la duración e intensidad o el contenido de energía de una excitación. Consiste básicamente en la representación de una historia de esfuerzos no uniforme o de amplitud variable a través de un número de ciclos equivalente de amplitud constante. El número de ciclos equivalentes lo obtenemos en base al daño que ocasionan en la muestra cada uno de los ciclos que conforman la historia no uniforme, como una proporción del efecto que causa un ciclo del esfuerzo de referencia, que normalmente es 0.65 del esfuerzo máximo (τ_{\max}).

Una vez que tenemos la conversión de la historia de esfuerzos no uniforme a una uniforme equivalente pueden ser evaluados y analizados los efectos de la duración e intensidad de la excitación.

La importancia relativa de los primeros ciclos de deformación para la determinación de las deformaciones verticales totales es deducida del hecho de que, no obstante que la deformación vertical aumenta con el número de ciclos, es considerable su disminución después de los primeros ciclos de esfuerzo.

Así mismo, la rigidización del material provocada por la aplicación consecutiva de un número determinado de ciclos es muy notable en las relaciones obtenidas en el laboratorio entre el módulo de rigidez y los diferentes niveles de deformación inducidos. Con el aumento del número de ciclos de carga aplicados, el módulo de rigidez tiene una tendencia a ser constante.

Cabe señalar que dentro del rango de magnitudes en los que normalmente suelen estar comprendidos los sismos, el número de ciclos equivalentes varía entre los 5 y 25 ciclos de esfuerzo con una amplitud de 0.65 de τ_{\max} .

1.3.3 Esfuerzo de confinamiento

En pruebas realizadas con deformación controlada, el efecto del esfuerzo de confinamiento sobre la deformación vertical para un número de ciclos determinado, es despreciable.

Pero en el caso de un terraplén, el cual es sometido a un sismo, el nivel de la deformación inducida por las fuerzas de inercia, entre otros factores dependerá del esfuerzo de confinamiento al que se encuentre un elemento de suelo según su ubicación. En un gran número de ensayos (pruebas de cortante simple, de columna resonante, péndulo de torsión, etc.) se ha demostrado que la variación que presenta el módulo de rigidez con el esfuerzo



de confinamiento puede ajustarse en una recta ubicada en una escala doblemente logarítmica, de tal manera que:

$$G = K \sigma_m^\alpha$$

donde α es la pendiente de la relación G - σ_m y tiene una variación entre 0.5 y 0.7 para diferentes materiales.

Con esto podemos deducir que, a mayor esfuerzo de confinamiento mayor módulo de rigidez, por lo que las deformaciones inducidas serán menores.

Para considerar tal efecto, comúnmente en los métodos simplificados utilizados para el análisis dinámico de terraplenes se supone una variación del módulo de rigidez proporcional a $z^{2/3}$, donde z es la distancia que se tiene a partir de la superficie, con lo cual se logra una mejor aproximación de la respuesta a las formas modales reales.

1.3.4 Densidad relativa

La variación y las diferencias existentes entre los asentamientos medidos en pruebas cíclicas realizadas en muestras con densidades relativas diferentes son atribuidas al estado suelto de los materiales con densidades bajas y a la diferencia existente entre los módulos de rigidez correspondientes a las diferentes densidades.

Así encontramos que, en presas y terraplenes, la variación en los niveles de compactación alcanzados en la colocación de los materiales a lo largo de la construcción del cuerpo de estos y la presencia de posibles cambios de densidad resultantes de eventos ocurridos en regiones con una gran actividad sísmica, determinan la susceptibilidad que tienen las estructuras a presentar variaciones volumétricas cuando estén sometidas a excitaciones posteriores.

1.3.5 Tamaño y forma de las partículas

El tamaño y forma de las partículas del suelo tiene un efecto considerable en el asentamiento inducido por la presencia de una excitación en un depósito de suelo. Con esto tenemos que, los materiales gruesos producen asentamientos mayores que los materiales más finos.

Respecto a la forma, las partículas más grandes normalmente tienen una tendencia a presentar formas más redondeadas, lo cual facilita los desplazamientos relativos entre partículas, dando así lugar a asentamientos mayores.

Comúnmente las presas de tierra y enrocamiento son construidas considerando la ubicación por zonas de los distintos materiales utilizados con la finalidad de prevenir e impedir posibles filtraciones a través del cuerpo de estas, por lo que se deben considerar los tamaños de partículas en los métodos de análisis.



1.4 Simulación de variables en los métodos analíticos

La evolución de los métodos de análisis, el mejor conocimiento del comportamiento de los suelos bajo excitaciones dinámicas, así como la disponibilidad de un número mayor de registros históricos y pruebas de vibración inducida con las cuales es posible calibrar dichos métodos y teorías, permiten la evaluación de la influencia de las diferentes variables en la respuesta dinámica de presas y terraplenes.

De manera general, para la solución del problema es necesario considerar los efectos y variables que se asocian a los siguientes tres factores fundamentales:

- La geometría del terraplén,
- Las propiedades de los materiales constitutivos, y
- Las características de la excitación

Pero aún con estas consideraciones, el problema sigue teniendo un alto grado de complejidad y la incertidumbre que se tienen respecto a ciertas variables prevalece, lo cual nos lleva frecuentemente a recurrir a hipótesis simplificadas cuyo efecto sobre la respuesta total de nuestro sistema sea aceptable. A continuación se describe la manera en que se ha afrontado el problema en estudios previos sobre la respuesta dinámica y la predicción de desplazamientos permanentes en estructuras de tierra y enrocamientos, incluyendo la descripción de algunas variables que se manifiestan de alguna u otra manera en la respuesta, con la finalidad de proporcionar un criterio racional en cuanto a la formulación de un método simplificado.

1.4.1 Geometría de la estructura

Las características geométricas que se presenten en la estructura son muy importantes y determinantes para la elección de algún método de análisis. De igual manera, la distribución y el tipo de materiales que conforman la sección, la estrechez y topografía del cañón, así como la altura de la presa son aspectos que definitivamente tienen influencia en la respuesta dinámica, por lo que deben ser simulados acertadamente de la manera más apropiada.

Debido a la disponibilidad de métodos, tanto unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales, es necesario conocer sus bases teóricas, hipótesis, alcances y restricciones para una buena elección. A continuación se describen brevemente los métodos más comunes utilizados en el análisis dinámico de presas y terraplenes donde es considerada la geometría de los mismos, básicamente se presentan los métodos del elemento finito y de la viga cortante.

1.4.1.1 Análisis tridimensionales

El método del elemento finito sin lugar a dudas es el más utilizado en el análisis para obtener la respuesta dinámica de una estructura a través de su representación tridimensional (Figura 1.18).

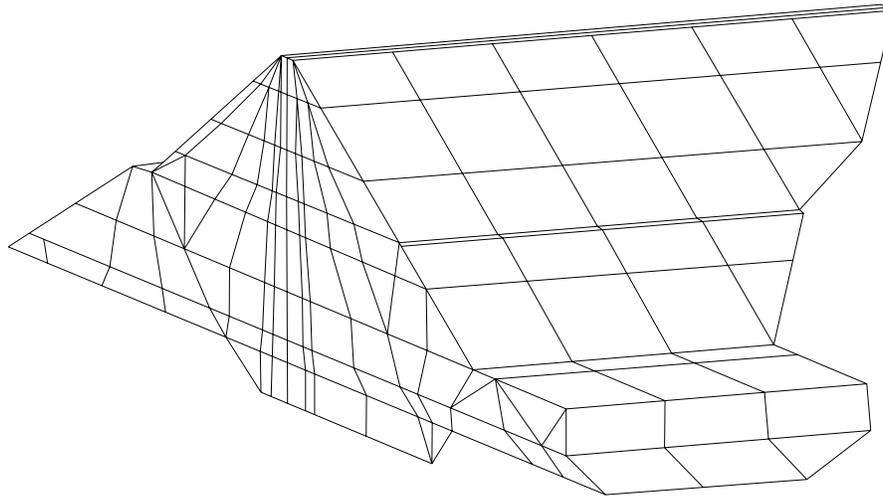


Figura 1.18 Análisis tridimensionales

Realizando la discretización del cuerpo del terraplén por medio de elementos ensamblados en sus nodos, donde a cada uno de ellos se les asocian tres grados de libertad traslacionales, el método del elemento finito permite realizar análisis refinados incluyendo los efectos del cañón sobre la rigidez de la estructura, la relación entre las rigideces del cañón y la estructura, las diferentes componentes del movimiento asincrónico de los puntos a lo largo de la interfaz cañón-estructura, su interacción con el embalse, la distribución de los diferentes materiales en el cuerpo de la estructura y sus respectivas propiedades y relaciones constitutivas, así como la obtención de frecuencias naturales y formas modales asociadas a un campo tridimensional de desplazamientos. Básicamente el problema consiste en la solución simultánea de ecuaciones que definen el equilibrio dinámico de cada uno de los elementos que conforman el sistema representativo, a través de la integración de matrices globales de masas, rigideces y fuerzas que forman los diferentes grados de libertad, logrando la continuidad del ensamble y simulando las condiciones de frontera.

Sin embargo, debido a los alcances del método, la simulación de todas las variables aún es inconveniente respecto al almacenamiento requerido y el tiempo empleado para la solución, por lo cual es común que su solución esté restringida a un número determinado de ellas.

El movimiento incidente se considera sincrónico a lo largo de la interfaz cañón estructura. El comportamiento no lineal de los materiales es logrado en base al método lineal equivalente, en tanto que el amortiguamiento de cada elemento es incluido en la determinación de los coeficientes complejos en la matriz de rigidez del sistema. De esta



manera, en base a la integración convencional de las matrices globales de masas y rigideces, la ecuación de equilibrio dinámico del sistema es

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{r\}\ddot{Y}(t) \quad (1.1)$$

donde

[M] es la matriz de masas

[K] es la matriz de rigideces

{U} es el vector de desplazamientos nodales respecto a la base

$\ddot{Y}(t)$ es la historia de aceleraciones o excitación en la base

{r} es el vector que define la dirección de la excitación

Tener la solución de la ecuación (1.1) en el dominio del tiempo requiere de un tiempo excesivo para su cálculo. Por otro lado, su solución respecto al dominio de la frecuencia simplifica el proceso y de igual manera permite la variación de las propiedades de los materiales como una función de las diferentes frecuencias que conforman la respuesta.

Realizando la representación de una función periódica a través de la suma infinita de funciones armónicas (series de Fourier) y aplicándola al caso de una historia de aceleraciones para la cual el periodo es $T=N\Delta t$, donde N es el número de valores de aceleración y Δt es el intervalo de digitización de la señal, tenemos que

$$\ddot{Y}(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cos \omega_n + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \text{sen} \omega_n \quad (1.2)$$

donde

$$a_0 = \int_0^T \ddot{Y}(t) dt; \quad a_n = \frac{1}{T} \int_0^T \ddot{Y}(t) \text{sen}(\omega_n t) dt; \quad b_n = \frac{1}{T} \int_0^T \ddot{Y}(t) \cos(\omega_n t) dt$$

son los coeficientes de Fourier.

Considerando que en el plano de los números complejos

$$e^{(\omega_n t)i} = \cos(\omega_n t) + i \text{sen}(\omega_n t) \quad (1.3)$$

$$e^{-(\omega_n t)i} = \cos(\omega_n t) - i \text{sen}(\omega_n t)$$

y resolviendo simultáneamente

$$\cos(\omega_n t) = \frac{1}{2} (e^{(\omega_n t)i} + e^{-(\omega_n t)i}) \quad (1.4)$$



$$\text{sen}(\omega_n t) = -\frac{i}{2}(e^{\omega_n t} - e^{-\omega_n t})$$

sustituyendo en (1.2) y simplificando

$$\dot{Y}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t)} dt \right) e^{(\omega_n t)} + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{(\omega_n t)} dt \right) e^{-(\omega_n t)}$$

Que también puede expresarse como

$$\dot{Y}(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t)} dt \right) e^{(\omega_n t)} \quad (1.5)$$

donde se puede observar que la solución esta compuesta de números conjugados cuyas componentes complejas se anulan.

Debido a que los acelerogramas están definidos en forma discreta, es requerido un método de integración para el cálculo de los coeficientes. Utilizando un método de integración trapezoidal y considerando que las frecuencias de análisis se definen como

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{N\Delta t} \quad \omega_n = \frac{2\pi}{N\Delta t} n \quad (\omega_n t) = \left(\frac{2\pi m n}{N} \right) i$$

se obtiene

$$P_n = \frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t)} dt \approx \frac{2}{N\Delta t} \sum_{m=1}^{N-1} Y(t) e^{-\left(\frac{2\pi m n}{N}\right) i} \Delta t \quad (1.6)$$

donde

$$t = m\Delta t$$

En el caso de sismos se ha observado que el contenido de frecuencias puede considerarse comprendido entre los rangos

$$\omega_1 \leq \omega \leq \omega_{\left(\frac{N}{2}\right)}$$

Considerando lo anterior y sustituyendo (1.6) en (1.5), la ecuación de equilibrio en el dominio de la frecuencia es

$$[M]\{U\} + [K]\{U\} = -[M]\{r\} \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} P_n e^{(\omega_n t)i} \quad (1.7)$$

La solución también puede ser expresada como una suma de funciones armónicas

$$\{U\} = \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{U_s\} e^{(\omega_n t)i} \quad (1.8)$$

donde $\{U_s\}$ es el vector de amplitudes de las series armónicas. Reemplazando $\{U_s\}$ por $\{A_s\}P_n$, es decir, expresando la respuesta como función de los coeficientes correspondientes a las series armónicas que componen la excitación (P_n), y sustituyendo en (1.7) se obtiene

$$[M](-\omega_n^2) \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{A_s\} P_n e^{(\omega_n t)i} + [K] \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{A_s\} P_n e^{(\omega_n t)i} = -[M]\{r\} \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} P_n e^{(\omega_n t)i}$$

y simplificando

$$([K] - \omega_n^2 [M])\{A_s\} = -[M]\{r\} \quad (1.9)$$

Esta ecuación representa un sistema de ecuaciones cuya solución (A_s y por lo tanto U_s) para un número determinado de frecuencias, constituye la respuesta del sistema de elementos finitos una vez que los valores de $\{U_s\}$ son sustituidos en la ecuación (1.8).

Esta solución constituye una de las formas más simples para resolver el problema tridimensional. Como ya se ha mencionado, el hecho de considerar dentro del análisis el efecto de los posibles incrementos en la presión de poro, la interacción existente con el embalse, el comportamiento elastoplástico de los materiales, y demás variables, incrementa el tiempo de solución considerablemente, así como el almacenamiento que se requiere.

De manera general, los métodos tridimensionales son indispensables cuando las características que prevalecen en el cañón impiden la suposición de un movimiento sincrónico en su interfase con la estructura, o que su estrechez contribuye a la rigidez de la estructura, principalmente cuando la relación largo de la cresta-altura de la presa (L/H) sea menor que 4, en cuyo caso se ha observado un aumento de las aceleraciones en los niveles superiores del terraplén y una consecuente reducción de los periodos de vibración.

1.4.1.2 Análisis bidimensionales

Todo elemento dentro de una presa, cuando esta se encuentra bajo sollicitaciones dinámicas, se encuentra sometido tanto a esfuerzos y deformaciones por cortante, como a esfuerzos y deformaciones normales en tres dimensiones, esto como resultado de la reflexión de las ondas sobre los taludes de la estructura y la influencia del perfil topográfico del cañón. Pero en los casos donde la relación largo de la estructura-altura del terraplén (L/H) es considerable, ($L/H > 6$ aproximadamente) es aceptable la hipótesis del estado plano de deformaciones, es decir, el método tridimensional de elementos finitos puede limitarse a considerar infinita la longitud del terraplén, conservando los dos grados de libertad traslacionales que están asociados al plano de análisis transversal y sometido a un movimiento transversal de su base.

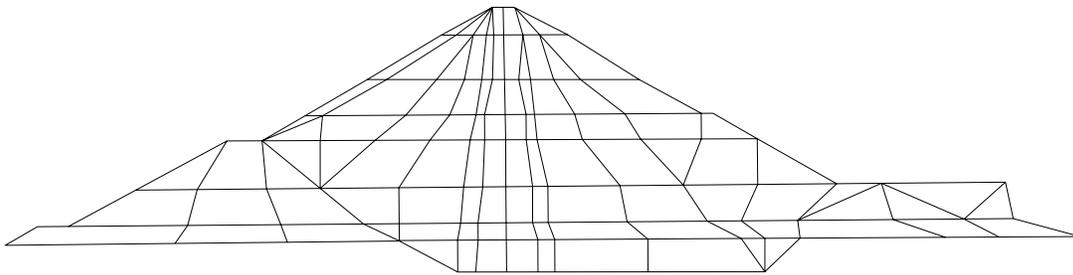


Figura 1.19 Análisis bidimensionales

Se ha demostrado, por medio de estudios comparativos, que los análisis bidimensionales subestiman las frecuencias fundamentales de vibración en un 10% aproximadamente en comparación con los métodos tridimensionales en relaciones L/H mayores que 6 donde las deformaciones se encuentran definidas por tres componentes de desplazamiento. Estudios hechos por Gazetas, Mejía y Prevost sobre terraplenes cuyas alturas varían entre los 43 m y 229 m, sometidos a excitaciones de magnitudes entre 5.5 y 6.5, frecuencias predominantes de 2.5 y 6.5 Hz y aceleraciones máximas entre 0.6 y 1.2g, coinciden en que el método bidimensional sobrestima los esfuerzos y deformaciones con respecto a los valores tridimensionales, especialmente cerca de la base de la estructura, lo que comprueba el efecto de la rigidez del cañón sobre la respuesta de la estructura. Sin embargo, los valores se mantienen dentro de un 20% de aproximación.

Respecto a las historias de aceleraciones, se ha observado que cuando el primer modo natural de vibración es predominante, los valores obtenidos por ambos métodos son aproximados. La participación de modos superiores de vibración en la respuesta tridimensional, que normalmente son subestimados por el análisis bidimensional, puede asociarse tanto a la inhomogeneidad y asimetría de la presa, como a las características de la excitación, las cuales requieren la participación de las tres componentes en la determinación de los desplazamientos. En las últimas presas construidas, con los niveles de compactación inducidos y la distribución adecuada de los materiales, las historias de aceleraciones obtenidas entre ambos métodos son aceptablemente aproximadas.

Es probable que en el caso de relaciones L/H menores a 4 o niveles de aceleración muy altos de la excitación (1.2g y magnitudes de 6.5), los valores obtenidos en forma bidimensional en cuanto a las aceleraciones, esfuerzos y periodos de vibración, dejen de ser semejantes a los valores calculados mediante métodos tridimensionales.

1.4.1.3 Análisis unidimensionales

Este método fue inicialmente empleado en la obtención de coeficientes sísmicos asociados a los valores de aceleración máxima calculados a diferentes niveles de la sección, con el propósito de evaluar, a través del análisis pseudoestático de estabilidad convencional, la estabilidad de los taludes ante una excitación sísmica.

El método de la viga de cortante es el más común dentro de los métodos unidimensionales. En este, el terraplén se considera como una sección triangular que se conforma de dovelas horizontales de espesor diferencial.

En el planteamiento del método se hacen las siguientes consideraciones.

- Las deformaciones por flexión son despreciables en comparación con las asociadas a cortante simple, por lo cual, solo se presentan desplazamientos y deformaciones por cortante sobre planos horizontales.
- Los esfuerzos, desplazamientos y deformaciones por cortante están distribuidos uniformemente a lo largo de planos horizontales dentro de la sección.

De esta manera, el problema se reduce a obtener la respuesta de un sistema de n grados de libertad que se asocian a los desplazamientos relativos a la base de los diferentes niveles de la sección.

Si consideramos que el terraplén está sometido a una excitación en la base (Figura 1.20), y planteando la ecuación de equilibrio que corresponde a una de las dovelas, según la geometría de la figura

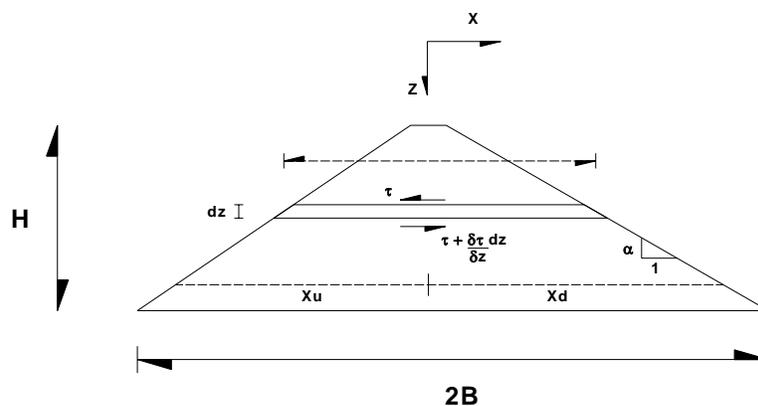


Figura 1.20 Viga de cortante



$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\tau(z,t) \frac{2}{\alpha} z \right) dz = \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} z dz \quad (1.10)$$

donde

- u_x = desplazamiento horizontal de la dovela
- τ = esfuerzo cortante en el nivel z
- ρ = densidad del material

Algunos autores proponen considerar la variación de la rigidez de acuerdo al esfuerzo de confinamiento en cada punto de un plano horizontal. Para tal fin, reescribiendo la ecuación (1.10) en términos del módulo de rigidez y la deformación angular tenemos

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(G z \frac{\partial}{\partial z} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} dz = \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} z dz \quad (1.11)$$

donde el módulo de rigidez que está asociado al plano de análisis, G , es obtenido como el módulo de rigidez promedio

$$G(z) = \frac{1}{x_u + x_d} \int_{-x_u}^{x_d} G(x,z) dx$$

Conociendo el módulo de rigidez que se asocia al plano de análisis, derivando el producto de las funciones y simplificando la ecuación (1.11), obtenemos

$$\rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) = G \left(\frac{\partial^2}{\partial z} u_x(z,t) + \frac{1}{z} \frac{\partial}{\partial z} u_x(z,t) \right) \quad (1.12)$$

La respuesta de esta ecuación puede obtenerse a través de la solución de la ecuación de transmisión de ondas de corte, o por la superposición de los modos naturales de vibración de la viga, donde tenemos que

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} [A_n \text{sen} \omega_n t + B_n \text{cos} \omega_n t] J_0 \left(\beta_n \frac{z}{H} \right)$$

donde

- J_0 Función de Bessel de primera clase y orden cero
- β Parámetro que define las frecuencias naturales
- A_n y B_n constantes de condiciones iniciales

Con cualquier método que se elija para la solución, podemos determinar las frecuencias naturales de vibración de la estructura y las formas modales asociadas, así como las

historias de esfuerzos, deformaciones y aceleraciones promedio que corresponden a cada uno de los niveles.

Como ya se mencionó, considerando la variación del módulo de rigidez con respecto al esfuerzo de confinamiento, los resultados obtenidos a través del método de la viga de corte en cuanto a frecuencias naturales de vibración, desplazamientos modales y nivel de esfuerzos, se pueden considerar como una adecuada aproximación respecto a los obtenidos por medio de métodos bidimensionales e incluso tridimensionales.

En estudios previos se ha demostrado que, en el caso de secciones homogéneas, la distribución de deformaciones calculadas sobre planos horizontales por medio de métodos tridimensionales es prácticamente uniforme y solo en las zonas cercanas a los taludes la variación del esfuerzo tiende a cero. En secciones que cuentan con núcleos impermeables y una distribución de materiales, los esfuerzos son distribuidos de manera uniforme en secciones horizontales, por lo cual, las hipótesis del método pueden ser una buena aproximación considerándola desde un punto de vista práctico.

Algunos resultados de estudios realizados anteriormente demuestran la aproximación existente en los niveles de esfuerzo y las aceleraciones máximas obtenidos por medio de análisis dinámicos bidimensionales de elementos finitos y análisis unidimensionales de propagación de ondas de corte en los cuales, las presas son idealizadas mediante columnas.

Respecto a las formas modales calculadas, los análisis unidimensionales generalmente subestiman los periodos fundamentales que corresponden a los análisis bidimensionales en un 10 o 20% aproximadamente, esto depende de la geometría del cañón y la relación L/H . Lo anterior, debido a que los métodos unidimensionales suprimen la participación de la componente vertical de deformación.

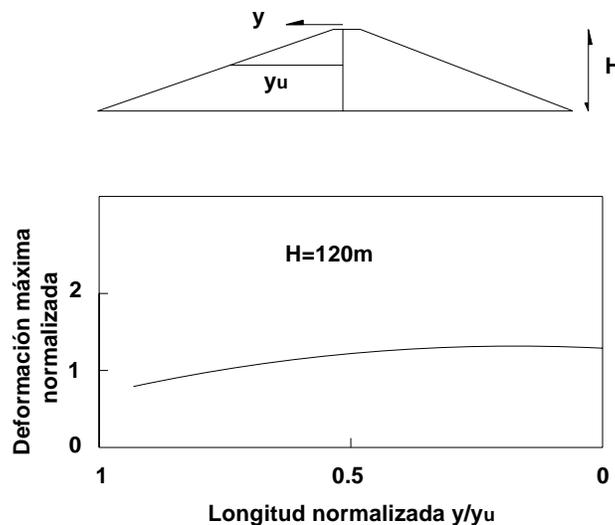


Figura 1.21 Distribución de deformaciones sobre planos horizontales en secciones homogéneas

1.4.2 Relaciones constitutivas de los suelos

Las relaciones constitutivas que existen entre los esfuerzos son entendidas como, las deformaciones y el tiempo, que corresponden al comportamiento de los materiales.

La correcta definición de estas relaciones mediante modelos teóricos o aproximados que se incluyen en un método analítico es de una gran importancia para la simulación de la respuesta de un sistema que se encuentra sometido tanto a cargas internas como externas.

Las relaciones de los suelos bajo una carga cíclica, tienen un comportamiento histerético no lineal, es decir, tienen una disipación de energía de deformación entre los ciclos consecutivos de carga y descarga sin presentar una relación constante entre los diferentes niveles de esfuerzo y deformación.

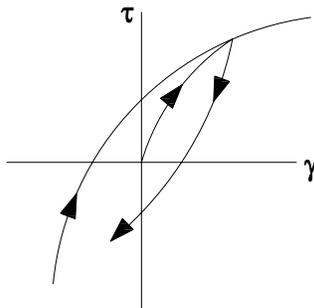


Figura 1.22 Comportamiento histerético no lineal

Este comportamiento puede ser reproducido tanto con el uso de las teorías de la elasticidad, plasticidad o viscosidad o sus efectos combinados, como por medio de funciones numéricas que se aproximen a las relaciones esfuerzo-deformación descritas en las pruebas cíclicas.

1.4.2.1 Formulaciones teóricas de las relaciones constitutivas

La respuesta de estructuras de tierra y enrocamiento que se encuentran sometidas a excitaciones sísmicas está definida por cuatro componentes de deformación de sus materiales constitutivos, que son los siguientes:

- Una elástica o recuperable
- Una residual o plástica debida al comportamiento histerético
- Una debida a fuerzas gravitacionales en los casos donde el incremento de la presión de poro reduce la rigidez de la estructura
- Una asociada con la consolidación una vez que la presión de poro se ha disipado o, en los materiales no saturados, la debida a cambios volumétricos.

Sin importar el método de análisis utilizado, la deformación elástica es obtenida en base a las ecuaciones que se derivan de la teoría de la elasticidad en medios isotrópicos.



La complejidad y diversidad de los diferentes planteamientos está en la manera en que determinan la componente plástica de deformación (métodos elastoplásticos), así como las consideraciones que hacen sobre los efectos asociados al incremento de la presión de poro (métodos en esfuerzos totales o efectivos) y cambios volumétricos.

Métodos elastoplásticos de deformación.

La mayoría de los métodos incrementales de plasticidad consideran que la deformación total se encuentra compuesta por una componente elástica lineal y una componente plástica o no recuperable de deformación.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_p$$

El estado de esfuerzos de un elemento de suelo puede ser representado en un espacio tridimensional de esfuerzos donde los estados elásticos y plásticos de deformación están definidos por una superficie de fluencia, la cual forma el límite entre las deformaciones elásticas y plásticas.

Cuando el nivel de esfuerzos alcanza la superficie de fluencia, el material se plastifica de acuerdo a una “regla de fluencia”, que definirá la magnitud de los incrementos de deformación y la dirección de estos durante la etapa de carga. Al presentarse la fluencia del material, la superficie de fluencia debe ser redefinida o reubicada en el espacio tridimensional de esfuerzos de tal manera que se consideren los efectos asociados a los niveles de esfuerzo y a la rigidización o degradación del material como función del número de ciclos de carga al que es sometido.

Se ha visto en algunos resultados, que la eficiencia en la predicción de las deformaciones permanentes y las relaciones esfuerzo-deformación, depende en gran medida de las trayectorias de esfuerzos utilizadas para calibrar los modelos. La incertidumbre en la definición de las formas y la ubicación de las superficies de fluencia en el espacio, de las características de las reglas de flujo y el efecto de rigidización correspondientes a trayectorias de esfuerzo cíclicas, provocan que estos modelos dependan en general de un número considerable de parámetros o bien, que las relaciones existentes entre las diferentes variables sean extremadamente complejas. Por otro lado, la integración de los modelos a los análisis de elementos finitos requiere la capacidad de almacenamiento adecuada para poder realizar el seguimiento a las trayectorias de esfuerzo en cada uno de los elementos.

Métodos en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos.

Cuando tenemos materiales saturados, los incrementos en la presión de poro provocados por la excitación, pueden clasificarse como transitorios y residuales. Los transitorios son los que resultan de la variación temporal de los esfuerzos normales o componente isotrópica del tensor de esfuerzos. Por otra parte, los residuales son el resultado de las deformaciones permanentes inducidas por los esfuerzos desviadores sobre la estructura del material. A diferencia de las presiones de poro transitorias, las residuales prevalecen hasta no ser disipadas, por lo cual ejercen una gran influencia sobre la resistencia y rigidez del material.

En base al potencial de deformación del material y la magnitud de la excitación, el efecto de la presión de poro puede o no ser significativo en la respuesta del sistema.

Un análisis en esfuerzos efectivos considera el acoplamiento entre ambas fases del material. Ya sea que el medio sea considerado como un material bifásico y que las ecuaciones correspondientes al equilibrio de esfuerzos y al flujo de agua con respecto a la fase sólida (flujo en medios porosos) se resuelvan en forma simultánea, permitiendo la evaluación directa de las presiones de poro y de los esfuerzos intergranulares o que solo se establezcan relaciones aproximadas entre las deformaciones obtenidas en pruebas cíclicas drenadas con respecto a los incrementos de presión que se presentarían en pruebas no drenadas para posteriormente resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico considerando las debidas variaciones en los estados de esfuerzos. Los métodos en esfuerzos efectivos son capaces de reproducir la componente residual de la presión de poro generada durante la excitación (los métodos efectivos acoplados permiten obtener ambas componentes) y de considerar los efectos de esta sobre la rigidez instantánea de la estructura del suelo, lo cual, si se integrara en un método elastoplástico, se vería reflejado en la determinación de superficies de fluencia y las reglas de flujo y rigidización de los modelos.

Por otra parte, los métodos de análisis que utilizan los esfuerzos totales desprecian la naturaleza bifásica del suelo, por lo cual son incapaces de predecir los incrementos de la presión de poro.

1.4.2.2 Aproximaciones de las relaciones constitutivas por medio de funciones numéricas

De manera simple, la posibilidad de aproximar las relaciones constitutivas correspondientes a muestras de materiales granulares sometidas a pruebas triaxiales de compresión y cíclicas, a través de funciones analíticas de tipo parabólico, hiperbólico, “splines” o polinomiales, ha hecho posible la incorporación de éstas en el cálculo de los estados de esfuerzos y deformaciones inducidos en la estructura (Aguilar Álvarez Greaves, 1995).

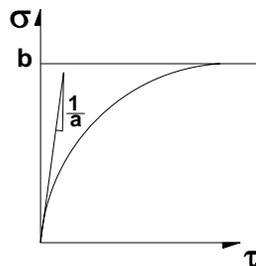


Figura 1.23 Función hiperbólica

Específicamente para las funciones hiperbólicas, estas han sido utilizadas en innumerables ocasiones tanto para la simulación de las diferentes etapas de construcción del terraplén como para definir la curva esqueleto de una prueba cíclica en función de dos parámetros (a y b) (Figura 1.23), esto es:

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{b + a\varepsilon}$$

A partir de esta expresión se puede obtener el módulo tangente que corresponde a cualquier nivel de esfuerzo o deformación y extender la curva esqueleto a la aplicación sucesiva de varios ciclos de carga mediante los criterios de Masing.

Otra manera de aproximar las curvas de carga y descarga de una prueba cíclica es a través de las funciones no lineales del tipo Ramberg-Osgood.

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{2\varepsilon_y} = \frac{\sigma - \sigma_0}{2\sigma_y} + \alpha \left\{ \frac{\sigma - \sigma_0}{2\sigma_y} \right\}^r \quad (\text{carga y recarga})$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} + \alpha \left\{ \frac{\sigma}{\sigma_y} \right\}^r \quad (\text{curva virgen})$$

donde los parámetros α y r son obtenidos experimentalmente, con la ventaja de que ambos definen el punto de intersección entre la curva de recarga y la curva virgen.

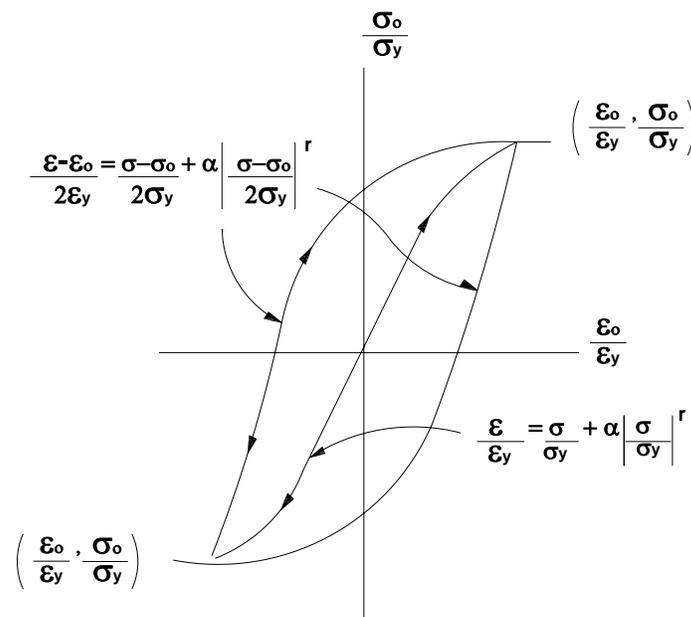


Figura 1.24 Modelo de Ramberg-Osgood



Método lineal equivalente.

A veces, el nivel de deformaciones inducido en el suelo genera efectos no lineales. El método lineal equivalente consiste en aproximar la solución no lineal por medio de un método lineal de tal manera que los valores del módulo de rigidez y el amortiguamiento correspondan a los valores de deformación efectiva inducidos en cada elemento que conforma el sistema.

A partir de una estimación del módulo de rigidez y del amortiguamiento, el sistema es analizado usando dichas propiedades. Una vez que se ha obtenido la historia de deformaciones que corresponde a cada uno de los elementos, se verifica la compatibilidad de los parámetros iniciales con el valor de deformación efectiva de acuerdo a las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ que son obtenidas para los diferentes materiales que componen la estructura.

Si no se verifica dicha compatibilidad, tanto el módulo de rigidez como el amortiguamiento deben actualizarse conforme a las curvas y se realiza una segunda iteración, repitiendo el proceso hasta que la convergencia es alcanzada de acuerdo a una tolerancia. Comúnmente, el valor de la deformación efectiva se obtiene como

$$\gamma_{efect} = 0.65|\gamma_{max}|$$

A partir de los estudios realizados en varias presas de tierra y enrocamiento se ha demostrado que, con el uso de las propiedades adecuadas de los materiales, el método puede predecir la respuesta de manera razonable.

1.4.3 Características de la excitación (amplitud, contenido de frecuencias y duración)

Una historia de aceleraciones puede expresarse como una serie o combinación de componentes armónicos de amplitudes y frecuencias variables. La distribución de frecuencias en dicha señal constituye un parámetro fundamental en la respuesta del terraplén.

La distribución y el grado de compactación de los diferentes materiales en la sección y la geometría de la misma, definen periodos fundamentales que, en caso de coincidir con las frecuencias predominantes de la excitación, resultan en la amplificación de la respuesta de la estructura. Ya que la amplificación influye directamente en el comportamiento de los materiales ante los mayores niveles de esfuerzos y deformaciones inducidos, poniendo en riesgo la seguridad de toda la estructura, es necesario que en todo análisis dinámico de un terraplén sean definidas previamente las características apropiadas de la excitación de acuerdo a los depósitos aluviales subyacentes o a la roca de cimentación y a la sismicidad de la zona en lo referente a las distancias focales y orígenes de las fallas de la corteza terrestre. A este respecto, las presas instrumentadas han permitido el uso de los sismos registrados para calibrar los métodos de análisis implementados mediante comparaciones entre las funciones de amplificación medidas y calculadas.

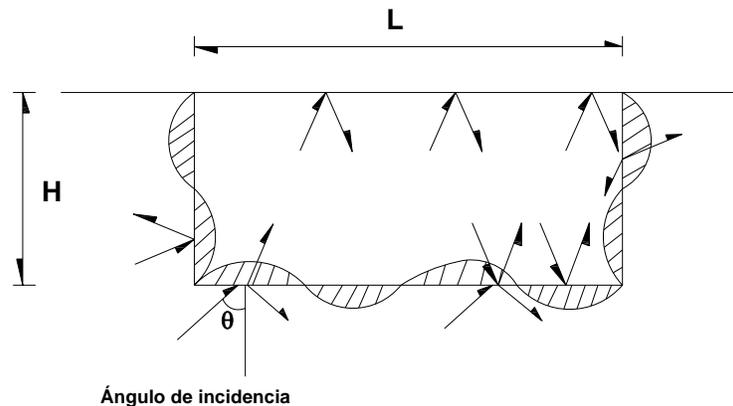


Figura 1.25 Interferencia de ondas en la interfaz cañón-estructura

Por otro lado, el movimiento en la interfase cañón-terraplén no es estrictamente sincrónico y las ondas no se transmiten en forma perpendicular a la base del cañón como es asumido convencionalmente cuando se define un sismo de diseño o de análisis. Los desplazamientos de la estructura dependen de la interferencia entre las ondas transmitidas a través de la base y las paredes del cañón y que se reflejan y refractan en las fronteras de este, por lo que la flexibilidad del cañón puede ser un factor importante en cuanto a los niveles de amplificación que pudieran presentarse en la estructura.

Un minucioso análisis puede considerar a la vez el efecto del ángulo de incidencia de la excitación sobre el valor máximo y la variación espacial de la amplificación dentro del cuerpo del terraplén por la propagación tridimensional de las ondas sísmicas. De manera general, el nivel de amplificación depende de las relaciones entre las velocidades de onda entre el cañón y el terraplén, la geometría o relación largo-ancho del cañón, la relación entre las densidades de los materiales en la interfase y el amortiguamiento.

Como se puede observar, la simulación simultánea de la totalidad de las variables en un análisis, está aún muy lejos de alcanzarse. La disponibilidad de los medios para poder solucionar problemas complejos, ha hecho posible la incursión de la investigación en aspectos cuya influencia en la respuesta podría ser considerada como secundaria, sobre todo en etapas iniciales del diseño de presas y terraplenes.

1.5 Métodos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismo en terraplenes y presas de tierra y enrocamiento

En los orígenes de los métodos de diseño y evaluación de la seguridad de terraplenes ante los posibles efectos de un sismo, ignoraban la flexibilidad de la estructura, ya que la consideraban como un cuerpo rígido. Se analizaba la estabilidad de los taludes incluyendo la acción de las fuerzas pseudoestáticas equivalentes a la aceleración registrada al pie de estos. Posteriormente, los estudios dinámicos unidimensionales realizados por Monobe en 1936, iniciaron el desarrollo de una serie de métodos que, identificando la variación de la



respuesta en el cuerpo del terraplén, obtuvieron coeficientes sísmicos acordes a la distribución de aceleraciones calculadas con respecto a la altura de la presa.

El carácter transitorio de los pulsos de aceleraciones inducidos en un registro sísmico, hacía pensar que la seguridad de la presa no podía estar asociada exclusivamente a la inestabilidad momentánea del talud. Estaba claro que un desplazamiento permanente no implicaría la falla de la estructura, por el contrario, la evaluación de la seguridad podría determinarse en función de los desplazamientos permanentes inducidos por el sismo sobre una masa potencial de falla. Este criterio constituye el principio de diferentes métodos que hasta hoy se han desarrollado. A continuación se presentan algunos de estos métodos.

1.5.1 Método de Newmark

El método de N. M. Newmark consiste en obtener aproximaciones de los desplazamientos en terraplenes producidos por sismo, a partir de una superficie de falla crítica.

En 1965, Newmark reconoce el efecto de las diferentes características del suelo y de la excitación en las respuestas obtenidas en terraplenes sometidos a excitaciones dinámicas (pérdida de resistencia en los suelos no cohesivos de baja densidad relacionada al incremento de la presión hidrostática o simplemente por remoldeo, presencia de depósitos de suelo blando con extensión y profundidad considerable, variación en el contenido de frecuencias en la señal, comportamiento no lineal de los materiales, etc.), y considera un modelo rígido-plástico de resistencia en el análisis del movimiento relativo de cuerpos rígidos sobre superficies potenciales de falla, tanto por la sencillez que este representa, como por la semejanza observada de la configuración de distintas presas que han sufrido daños ante la presencia de sismos, con la producida por una serie de deslizamientos a lo largo de diferentes superficies definidas tanto aguas arriba como aguas debajo de la sección, dando lugar a un asentamiento al nivel de la cresta.

Newmark definió los siguientes tipos principales de movimientos en el caso de presas de tierra y enrocamiento y terraplenes:

- Deslizamiento de un bloque o cuña, aguas arriba o debajo de la sección, ya sea sobre una superficie de falla circular o plana (Figuras 1.26a y 1.26b).
- Movimiento de la presa como bloque sobre una superficie horizontal (Figura 1.26c).
- Movimientos relativos en la presa o en la cimentación que provocan agrietamientos y deformaciones por tensión.

Respecto a los dos primeros movimientos, la resistencia al desplazamiento se define como la fuerza que tiene su punto de acción en el centro de gravedad de la masa en la dirección más desfavorable y cuya magnitud supera ligeramente la correspondiente a las fuerzas estabilizadoras, induciendo un movimiento del cuerpo. De tal forma, expresando la resistencia como una fracción del peso del cuerpo deslizante NW , tenemos que Ng (donde g es la aceleración de la gravedad), representa la acción necesaria que de actuar en la dirección apropiada, superará la resistencia al deslizamiento del elemento.

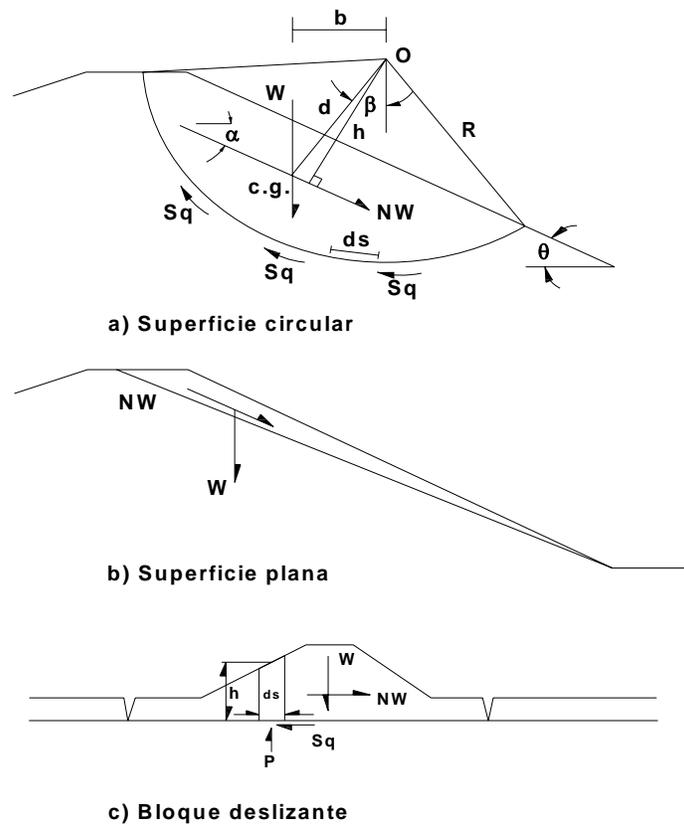


Figura 1.26 Tipos de falla

En su análisis, Newmark decide utilizar el parámetro N (resistencia que puede ser función del nivel de deformación, tiempo, tipo de material, etc.) y compararlo con un parámetro a o medida de la aceleración que actúa sobre el elemento. Es decir, el valor NW corresponde a la fuerza de resistencia al desplazamiento mientras que aW es la fuerza inducida por una aceleración ag . Por otra parte, la determinación del valor N deberá estar asociada a las propiedades dinámicas del material, así como, en el caso de una superficie de falla no circular, deberá considerar la variación de la resistencia debida a la distorsión de la misma masa deslizante. Analizando una superficie de falla circular (Figura 1.26a) observamos que para los valores de aceleraciones menores a Ng , no se presentará desplazamiento alguno. En el caso de una aceleración arbitraria $N'g$, es posible definir un factor de seguridad dinámico FS' , el cuál será igual a 1 siempre que $N'=N$, esto es:

$$FS' = \frac{R \sum s_q ds}{R \sum \tau ds + N'Wh} \quad (1.13)$$

donde $\sum s_q ds$ representa las fuerzas resistentes, y $\sum \tau ds$ las fuerzas de corte inducidas sobre la superficie de falla por el peso del cuerpo.

Cuando $N'=N$ (movimiento inminente) tenemos que

$$R \sum s_q ds = R \sum \tau ds + N'Wh \quad (1.14)$$

En el caso general (Ec. 1.13) es posible establecer la siguiente relación

$$R \sum s_q ds = FS'(Wb + N'Wh) \quad (1.15)$$

donde

$$Wb = R \sum \tau ds$$

Por lo tanto, igualando (1.14) y (1.15)

$$N = N'(FS') + \frac{b}{h}(FS'-1)$$

que es el factor de la resistencia al giro.

Aplicando el valor obtenido en el análisis de resistencia rígido-plástica de un bloque deslizando sometido a un pulso de aceleración de duración t_0 , el cuerpo permanecerá en reposo siempre y cuando la aceleración no exceda el valor de Ng . En tal caso de que sea excedido, el desplazamiento resultante puede ser cuantificado mediante la doble integración de los diagramas de aceleraciones siguientes (Figura 1.27):

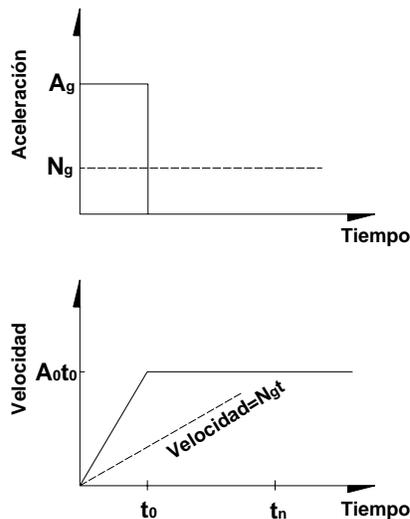


Figura 1.27 Respuesta a un pulso rectangular de aceleración

donde t_n es el tiempo para el que las velocidades coinciden, es decir, el cuerpo alcanza un estado de reposo.



Por la integración del diagrama de velocidades, el desplazamiento final será:

$$u_n = \frac{1}{2}Vt_n - \frac{1}{2}Vt_0$$

donde si

$$t_0 = t_n \frac{N}{A} \quad \text{y} \quad t_n = \frac{V}{Ng}$$

se obtiene

$$u_n = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right)$$

Expresión que puede ser utilizada para el análisis de presas considerando que el deslizamiento de una cuña se presentará exclusivamente cuesta abajo, propiciado asentamientos en la corona de estas.

El cálculo de los desplazamientos inducidos por un sismo implica:

- la determinación de la excitación en el terreno
- la obtención del número de impulsos representativos o equivalentes
- la determinación de la resistencia del cuerpo deslizante

La principal desventaja de método reside en que las deformaciones están desacopladas de las aceleraciones inducidas, es decir, el cálculo de los desplazamientos es obtenido mediante un procedimiento de doble integración una vez que se ha comparado el nivel de aceleración con el de la aceleración de fluencia.

1.5.2 Método de Sarma

El método de Newmark demostró proporcionar resultados aproximados para el caso de materiales friccionantes secos o saturados y densos, así como en arcillas compactadas en las que la resistencia a la fluencia se podía determinar de manera confiable y no había variación en función del tiempo, o bien, en el caso en que el valor de N considerara el nivel de deformación acumulada. De igual manera, continuó la convicción de expresar la seguridad de una presa en términos de desplazamientos relativos que pudieran presentarse y no de los factores de seguridad convencionales.

S.K. Sarma destacó la influencia sobre el comportamiento de un terraplén de las fuerzas de inercia generadas al presentarse un sismo y del incremento de la presión de poro durante el sismo. Es por esto que propone el uso del método de Newmark (basado en el estado de equilibrio límite) para analizar los efectos que tanto las fuerzas como la presión de poro generada tienen sobre el factor de seguridad dinámico, la aceleración crítica y el desplazamiento consecuente. En este método, a diferencia del de Newmark, se adopta el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb para esfuerzos efectivos (aplicables a materiales cohesivos y no cohesivos), así como la evaluación del incremento de la presión de poro ante una sollicitación dinámica.

Analizando el modelo de un bloque rígido sobre una superficie plana:

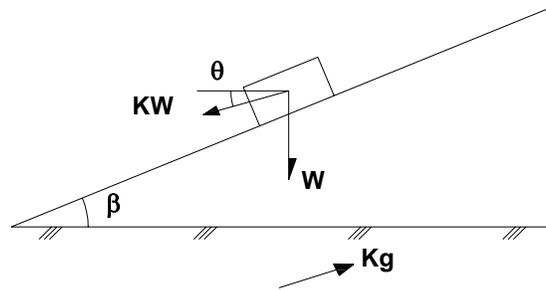


Figura 1.28 Bloque rígido sobre un plano deslizante

Si consideramos la resistencia en términos de los esfuerzos efectivos de acuerdo al criterio de resistencia de Mohr-Coulomb

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c$$

y que la presión de poro durante el sismo es

$$u_d = u_0 + \Delta u$$

donde

u_0 = presión de poro inicial

Δu = incremento de la presión de poro

el factor de seguridad dinámico se expresa como:

$$FS_d = \frac{[W \cos \beta - KW \operatorname{sen}(\beta - \theta) - (U_0 a + \Delta u a)] \tan \phi}{W \operatorname{sen} \beta + KW \cos(\beta - \theta)} \quad (1.16)$$

donde a es el ancho de la superficie de contacto entre el bloque y la superficie de deslizamiento.

Para el cálculo del incremento de la presión de poro se adapta la ecuación de Skempton, la cual relaciona la variación de esta con el cambio de los esfuerzos principales.

$$\Delta U = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

donde

σ_1 = esfuerzo principal mayor

σ_3 = esfuerzo principal menor

A, B = constantes obtenidas experimentalmente

Los incrementos de los esfuerzos principales $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_2$ corresponden a la variación que éstos experimentan respecto a los esfuerzos principales previos a la excitación o a un pulso previo de aceleración, en el caso de un análisis paso a paso.

Ambos incrementos, son obtenidos basados en la hipótesis de que el estado de esfuerzos sobre la superficie de falla no tiene cambios si ϕ' , el ángulo de fricción interna o de la envolvente de falla, es sustituido por ψ donde

$$\psi = \text{ang tan}\left(\frac{\tan \phi'}{FS}\right)$$

es decir, ya que el factor de seguridad FS es el factor por el cuál debe ser reducida la resistencia para establecer un estado de equilibrio límite con los esfuerzos actuantes, los esfuerzos principales en un instante (previo a la excitación o durante la misma), pueden ser expresados en función de los círculos de Mohr tangentes a una envolvente cuyo ángulo de inclinación ψ es función a su vez del factor de seguridad que prevalece en ese instante y que es definido por las fuerzas actuantes y resistentes. De esta manera se definen los valores de σ'_0 , τ_0 y u_0 , y en base a las relaciones entre los incrementos de los esfuerzos principales en función de σ'_d , τ_d , se obtiene una ecuación del factor de seguridad dinámico en términos de los valores iniciales y la aceleración inducida (K_g). Es decir, analizando la Figura 1.29:

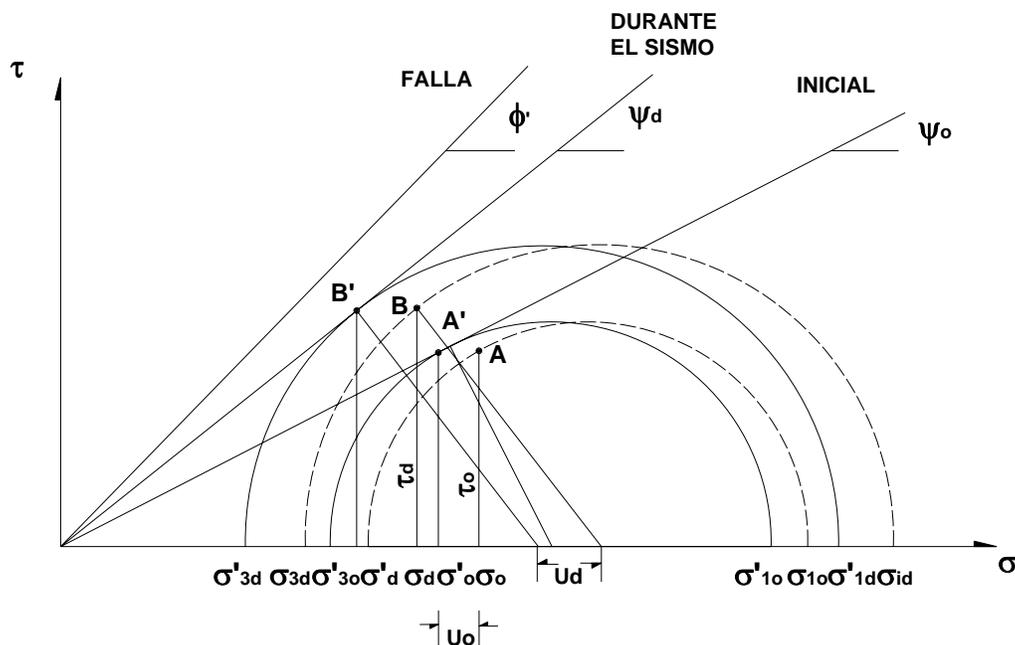


Figura 1.29 Círculos de Mohr de los estados de esfuerzos inicial y durante el sismo



$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,d} - \sigma_{1,0} \quad \Delta\sigma_3 = \sigma_{3,d} - \sigma_{3,0}$$

donde

$$\sigma_{1,d} = \sigma_d + \tau_d (\tan \psi_d + \sec \psi_d)$$

$$\sigma_{3,d} = \sigma_d + \tau_d (\tan \psi_d - \sec \psi_d)$$

y

$$\psi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{F_d} \right)$$

En base a la ecuación de Skempton para Δu y sustituyendo las ecuaciones anteriores en la Ecuación 1.16, el factor de seguridad dinámico, FS_d , es expresado como función de ϕ' , A , B , β , θ , ψ_0 , u_0 , a , W y K .

$$\frac{FS_d}{\tan \phi'} + \frac{B \tan \phi'}{FS_d} - B(1 - 2A) \sec \phi' = \frac{\cos \beta - K(1 - B) \operatorname{sen}(\beta - \theta) + B \operatorname{sen} \beta [\tan \psi_0 - (1 - 2A) \sec \psi_0] - \frac{u_0 a}{W}}{\operatorname{sen} \beta + K \cos(\beta - \theta)} \quad (1.17)$$

A partir de esta expresión podemos obtener:

- La dirección crítica de la fuerza de inercia (KW) actuando sobre el cuerpo rígido, diferenciando respecto a θ , igualando a 0 y despejando θ .
- La aceleración crítica, K_c , que esta definida como aquella que al ser aplicada al bloque produce un estado límite de equilibrio ($FS_d=1$ cuando $K=K_c$), sustituyendo FS_d por 1, K_c por K y despejando K_c .
- La dirección crítica, θ_c , que corresponde a la aceleración crítica mínima, derivando la expresión correspondiente a K_c (punto anterior) respecto a θ , igualando a 0 y despejando θ .

Respecto a los desplazamientos, estos dependerán de la magnitud y de la duración de la aceleración cuando $K > K_c$ (que es el estado de falla). El valor de la presión de poro es supuesto igual al correspondiente al estado límite de equilibrio, es decir, u no tiene variaciones durante el movimiento.

El desplazamiento del bloque relativo a la superficie se obtiene de la solución de la ecuación de equilibrio

$$\frac{W}{g} \ddot{x} = Fzas \text{ actuantes} - Fzas \text{ resistentes}$$

o bien

$$x = g \frac{\cos(\beta - \theta - \phi')}{\cos \phi'} (K - K_c)$$

Sarma obtiene la respuesta a pulsos rectangulares, triangulares y senoidales de amplitud $K_m g$ (aceleración máxima del registro) y duración $\frac{1}{2}T$, donde T es el periodo predominante



obtenido a partir del espectro de aceleraciones de la señal y compara los resultados con los obtenidos del análisis del acelerograma completo de varios sismos registrados, tomando intervalos de variación lineal de la aceleración.

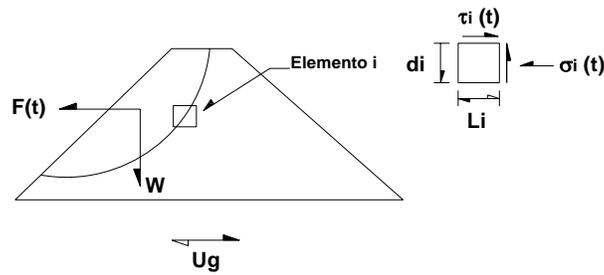
La adaptación al caso de una superficie de deslizamiento circular en una presa consiste en aplicar el concepto de equilibrio límite descrito tomando en cuenta la pendiente β y el parámetro de resistencia ϕ' promedios, donde β se puede obtener como la dirección de la resultante de la suma vectorial de las fuerzas cortantes a lo largo de la superficie de falla.

1.5.3 Método de Makdisi y Seed

Con las mejoras realizadas a las técnicas de análisis para el estudio de la respuesta de terraplenes sometidos a sollicitaciones dinámicas y a partir del mejor conocimiento del comportamiento de los materiales bajo carga cíclica, Makdisi y H. B. Seed proponen un método para el cálculo de deformaciones permanentes usando el concepto original de Newmark pero calculando la respuesta dinámica del terraplén sustituyendo el análisis del cuerpo rígido, haciendo la suposición de que la falla se presenta sobre una superficie bien definida. El comportamiento del material se supone elástico para niveles de esfuerzo menores a los de la falla y plástico una vez que se ha alcanzado el punto de fluencia.

En primera instancia, el método requiere la definición de la aceleración de fluencia K_y , que corresponde a aquella que induce una fuerza de inercia tal, que el factor de seguridad es igual a 1.0. Esta aceleración se obtiene de un análisis pseudoestático de estabilidad convencional (como el método de las dovelas) una vez que ha sido definida la resistencia de fluencia o el máximo nivel de esfuerzo, debajo del cual el comportamiento del material es prácticamente elástico durante un proceso de carga cíclico, a diferencia del caso estático, en el cual la resistencia del material corresponde al máximo esfuerzo desviador obtenido de una prueba monotónica no drenada. En base a los resultados experimentales obtenidos, Seed y Makdisi mostraron que, para el caso de suelos que presentan pequeños incrementos en la presión de poro (materiales arcillosos, suelos no cohesivos secos o parcialmente saturados densos) dentro del rango de valores de deformación que se presenta durante un sismo (0.01 a 1.0% aproximadamente, comparado con valores entre 3 y 10 % de deformación a la falla en el caso de pruebas estática), la disminución de la resistencia estática después de haber sido sometida a un número considerable de ciclos de deformación es poco significativa. Para el caso de los esfuerzos, el material presentará un comportamiento prácticamente elástico bajo ciclos de magnitud entre el 80 a 90% de su resistencia estática no drenada, valor que considerado en el análisis de estabilidad proporciona la aceleración de fluencia.

Más adelante, a través de un análisis bidimensional de elementos finitos, se puede obtener la historia de aceleraciones promedio a lo largo de la superficie de falla propuesta. El método de análisis considera la variación de las propiedades del suelo (rigidez y amortiguamiento) en función de la deformación (método lineal equivalente) y proporciona la historia de aceleraciones promedio correspondiente a la superficie de falla de la siguiente manera.



$$F(t) = \sum_{i=1}^n \tau_i(t)L_i + \sigma_i(t)d_i$$

$$k_{av}(t) = \frac{F(t)}{W} g$$

donde

k_{av} es la aceleración promedio

n es el número de elementos finitos sobre la superficie de falla

Si definimos ii_{max} como la aceleración máxima calculada en la corona, y k_{max} como el valor máximo de la historia de aceleraciones promedio correspondientes a una determinada superficie que se extiende hasta una profundidad, obtenemos los valores de k_{max}/ii_{max} (Figura 1.30) para diferentes profundidades de la superficie. Estos valores, que se pueden obtener tanto del método de elementos finitos como de un análisis de viga de cortante, corresponden a presas cuyos periodos oscilan entre 0.25 y 3 segundos y sometidas a diferentes excitaciones.

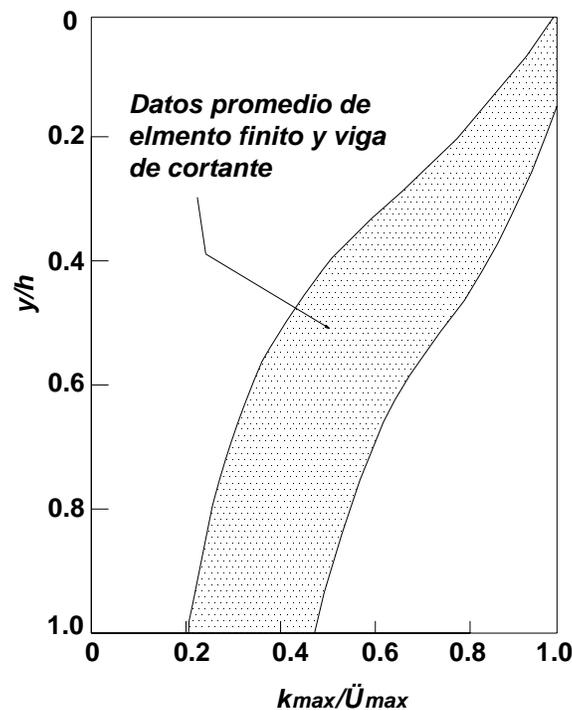


Figura 1.30 Cálculo de la aceleración máxima en el nivel y/h

Ya conocidas la aceleración de fluencia y la historia de aceleraciones promedio, es planteada la ecuación de movimiento asociada a una dirección del plano de falla. Estos desplazamientos se obtienen por medio de una doble integración de la aceleración cuando esta es mayor a la aceleración de fluencia, considerando que ésta permanece constante durante la excitación.

Así, el procedimiento para conocer el orden de magnitud de los desplazamientos inducidos por sismo sobre un terraplén compuesto por materiales cuya resistencia no tiene variaciones significativas durante el sismo, es el siguiente:

- Se calcula el periodo fundamental de la presa, T_0 , así como la aceleración máxima de la corona, ya sea por medio de un análisis unidimensional de viga de cortante o un análisis bidimensional de elementos finitos.
- Por medio de la Figura 1.30 obtenemos el valor de la aceleración promedio máxima k_{max} para la profundidad de la superficie considerada.
- Una vez determinada la resistencia (80-90% de la resistencia estática no drenada) es calculada la aceleración de fluencia pseudoestáticamente (K_y) y a partir de la Figura 1.31, podemos obtener el desplazamiento inducido.

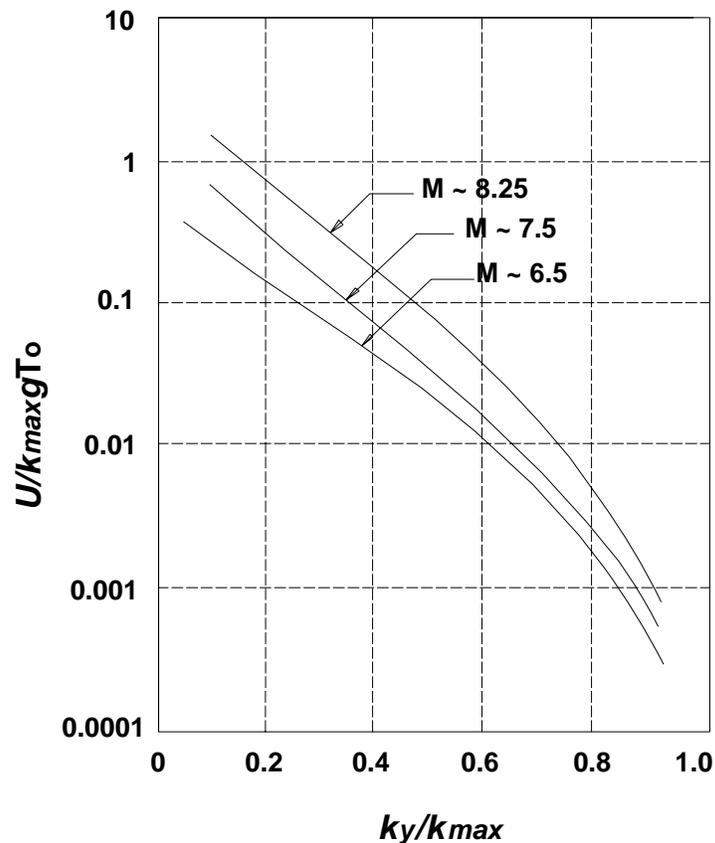


Figura 1.31 Deformaciones permanentes calculadas



1.5.4 Método de Elgamal

Ahmed-Waeil Elgamal aprovechó la instrumentación y los desplazamientos que fueron medidos en la presa José Ma. Morelos en Michoacán, para explicar la asimetría de los registros de las aceleraciones correspondientes a los diferentes sismos registrados en la corona de esta presa. Elgamal supuso que estas irregularidades son el resultado de un desplazamiento local de una parte del talud, por lo cual puede esperarse que las superficies de deslizamiento se hubieran generado durante los diferentes eventos sísmicos, por lo cual realiza algunas comparaciones entre el sismo del 19 de Septiembre de 1985 con los resultados experimentales y analíticos de un modelo que consiste en un cuerpo deslizante sobre un plano inclinado colocado sobre una mesa vibradora.

Para el análisis numérico, se obtienen dos ecuaciones de movimiento, en función del movimiento relativo del bloque, en base a la aplicación del principio de D’Alambert, cuando el desplazamiento ha comenzado. Dichas ecuaciones corresponden al caso en el que la aceleración aplicada al plano inclinado actúa en dirección negativa (1.18) (deslizamiento cuesta abajo) y el caso en el que actúa en dirección negativa (1.19) (deslizamiento cuesta arriba).

$$x = (a_h - A_y)(\cos \beta + \operatorname{sen} \beta \tan \phi) \quad (1.18)$$

$$\ddot{x} = (-a_h - A_y)(\cos \beta + \operatorname{sen} \beta \tan \phi) \quad (1.19)$$

donde

a_h es la aceleración horizontal del plano

a_v es la aceleración vertical del plano

ϕ es el ángulo de fricción de la superficie de contacto

β es la inclinación del plano de deslizamiento, y

A_y es la aceleración de fluencia

$$A_y = (g - a_v)(\tan \phi - \tan \beta) \quad (1.20)$$

en el caso de a_h en la dirección negativa y

$$A_y = (g - a_v)(\tan \phi + \tan \beta) \quad (1.21)$$

Cuando a_y actúa en la dirección positiva.

A partir de las ecuaciones (1.20) y (1.21) se puede observar que la aceleración de fluencia es mayor en el caso de deslizamiento cuesta arriba, lo cual indica que la aceleración de la base necesaria para inducir cierto desplazamiento deberá ser mayor en el caso del desplazamiento cuesta arriba.



Con el propósito de aplicar el método a la reproducción de los desplazamientos medidos en el caso de la presa José Ma. Morelos, la historia de aceleraciones registrada en la base de la presa y escalada a una aceleración máxima de 0.7g (aceleración máxima registrada en la corona para el mismo evento) se considera como la excitación a_h en las ecuaciones (1.18) y (1.19), y la integración se lleva a cabo cuando la aceleración de la base es mayor a la aceleración de fluencia correspondiente, con lo que se obtiene la aceleración del cuerpo, y tras una segunda integración, el desplazamiento relativo del mismo.

Partiendo del registro experimental y de la similitud aparente entre registros, Elgamil identifica tres etapas:

1. El bloque y la superficie se mueven bajo la forma de un solo cuerpo, es decir, se presenta una fase de adherencia entre el bloque y la superficie en la que la aceleración absoluta de ambas coincide.
2. El bloque comienza a deslizarse y presenta una aceleración prácticamente constante equivalente a la aceleración de fluencia, es decir, presenta un comportamiento plástico.
3. Conforme varía la aceleración inducida sobre el bloque, éste deja de moverse en forma relativa a la superficie de deslizamiento y las aceleraciones absolutas vuelven a ser coincidentes.

Estas observaciones nos permiten concluir que la asimetría de las historias de aceleraciones registradas en la presa, puede atribuirse a un mecanismo de deslizamiento relativo de una parte del terraplén sobre una superficie de falla.

Cabe señalar, que el análisis debe justificarse por algún indicio de deslizamiento en el sitio de la presa, ya que los resultados pueden corresponder igualmente a un sistema *instrumento-caseta de medición* o un sistema *caseta-terraplén*, como aparentemente es el caso de la presa José Ma. Morelos.

1.5.5 Método de Reséndiz y Romo

En su estudio del comportamiento sísmico de algunas presas, Reséndiz y Romo identificaron los patrones de deformación más comunes para terraplenes sujetos a una constante actividad sísmica, correspondiendo a la distorsión, compactación y el agrietamiento transversal y longitudinal.

Basados en los registros de la instrumentación de las presas (inclinómetros, extensómetros, acelerómetros y bancos de referencia) y de las características del sitio (topografía, cimentación, etc.), es posible observar una clara relación entre los asentamientos y la distorsión, al igual que entre el agrietamiento y los asentamientos. Es posible observar que, aún cuando una presa este bien diseñada, ésta presentará un esparcimiento horizontal ante un sismo, como resultado de la misma distorsión, el cuál se verá reflejado en la pérdida de bordo libre.

Se considera que dicha pérdida o asentamiento no estará asociada a los desplazamientos resultantes del movimiento de una parte del terraplén sobre una superficie bien definida (como es el caso de los métodos anteriores) sino que será resultado de la integración de pequeños incrementos en la deformación de toda la masa del terraplén. Descartando la posible pérdida de resistencia debida a los incrementos de presión de poro generados a través de un sismo, dadas las características de los materiales constitutivos, en base a la hipótesis de que tanto el volumen como lo ancho de la base y de la corona de la presa (B y b) permanecen constantes, el método parte de un modelo de integración de desplazamientos de terraplenes por fuerzas gravitacionales adaptado para considerar las acciones sísmicas, donde la pérdida de borde libre está asociada a los movimientos horizontales δ de una superficie crítica (Figura 1.32) a través de la siguiente expresión:

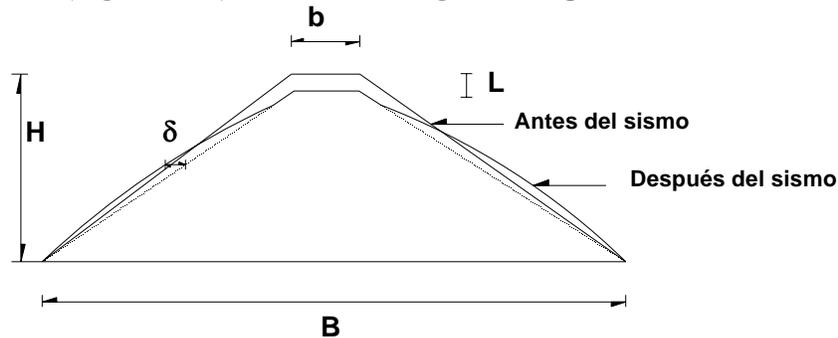


Figura 1.32 Distorsión de un terraplén debido a la acción de un sismo

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B+b)} \left[\left(\frac{\delta_{\max}}{H} \right) u + \left(\frac{\delta_{\max}}{H} \right) d \right] \quad (1.22)$$

donde

H = profundidad de la superficie crítica

L = pérdida de borde libre

B = ancho de la base

b = ancho de la cresta

δ_{\max} = desplazamiento horizontal máximo

u y d corresponden a los taludes aguas abajo y aguas arriba respectivamente.

La superficie crítica se define por medio de un análisis pseudoestático de estabilidad convencionales suponiendo una variación lineal de la aceleración respecto a la altura del terraplén. En este análisis, la resistencia está definida como la suma de los esfuerzos sostenidos y cíclicos que son necesarios para inducir un cierto nivel de deformación después de un número determinado de ciclos semejante al que se presenta en un sismo real (entre 5 y 20 ciclos), relación que para los suelos granulares puede ser representada de manera aproximada a través de la curva de resistencia obtenida a partir de una prueba estática CU.



El factor de seguridad obtenido es relacionado con el factor de seguridad real (en base a un análisis de elementos finitos no lineales).

Una vez conocido el factor de seguridad, obtenemos en el máximo desplazamiento δ_{\max} , por medio de la expresión

$$\frac{\delta_{\max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} + \frac{1}{9310(F-1)^3} \quad (1.23)$$

Posteriormente, sustituyendo δ_{\max} en la ecuación (1.22) obtenemos la pérdida de bordo libre por distorsión.

Para el caso de las presas estudiadas, se determinó que los desplazamientos inducidos por sismo llegan a ser realmente significativos en comparación con los que corresponden a las etapas de construcción, llenado y los registrados a partir del término de su construcción. Las mediciones proporcionadas por la instrumentación de estas presas, permitieron realizar una estimación de los porcentajes de deformación por distorsión de los terraplenes.

2. Metodología de análisis

2.1 Descripción de la metodología y el modelo analítico simplificado

En los análisis unidimensionales de propagación de ondas, las presas son idealizadas como columnas de suelo flexible, las cuales se conforman de diferentes estratos de suelo con características bien definidas. En relación a los análisis aquí presentados, se cuenta con una estructura geológica bien identificada bajo la cortina de la presa, la cual se conforma de tres unidades principales, que son: un estrato superior que esta formado principalmente de limos arcillosos y de arcillas limosas, en seguida se encuentra un estrato compuesto principalmente de arenas sueltas a medianamente densas denominado subestrato, finalizando con otro estrato que corresponde a depósitos terciarios de arcillas duras y arenas arcillosas y limosas muy densas denominado como estrato terciario.

Considerando que se tienen los elementos necesarios para que se presente licuación, es posible realizar la evaluación de la resistencia a la licuación de los depósitos de suelo con base en la prueba de penetración estándar (SPT).

Así, partiendo del concepto de Factor de Seguridad, tenemos que:

$$FS = \frac{\text{Demanda}}{\text{Resistencia}} \quad (2.1)$$

La demanda esta dada por la carga sísmica. Si la consideramos en términos de los esfuerzos cortantes, esta se puede expresar como la relación de esfuerzos cíclicos (CSR), la cual se define como:

$$CSR = \frac{\tau_{prom}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (2.2)$$

donde:

- a_{max} es la aceleración horizontal máxima en la superficie del suelo generada por el sismo,
- g es la aceleración de la gravedad,
- σ_v es el esfuerzo vertical total,
- σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo,



- r_d es un coeficiente de reducción de esfuerzos que proporciona una corrección aproximada por flexibilidad del perfil de suelo. Su cálculo puede ser realizado a través de la siguiente ecuación:

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (2.3)$$

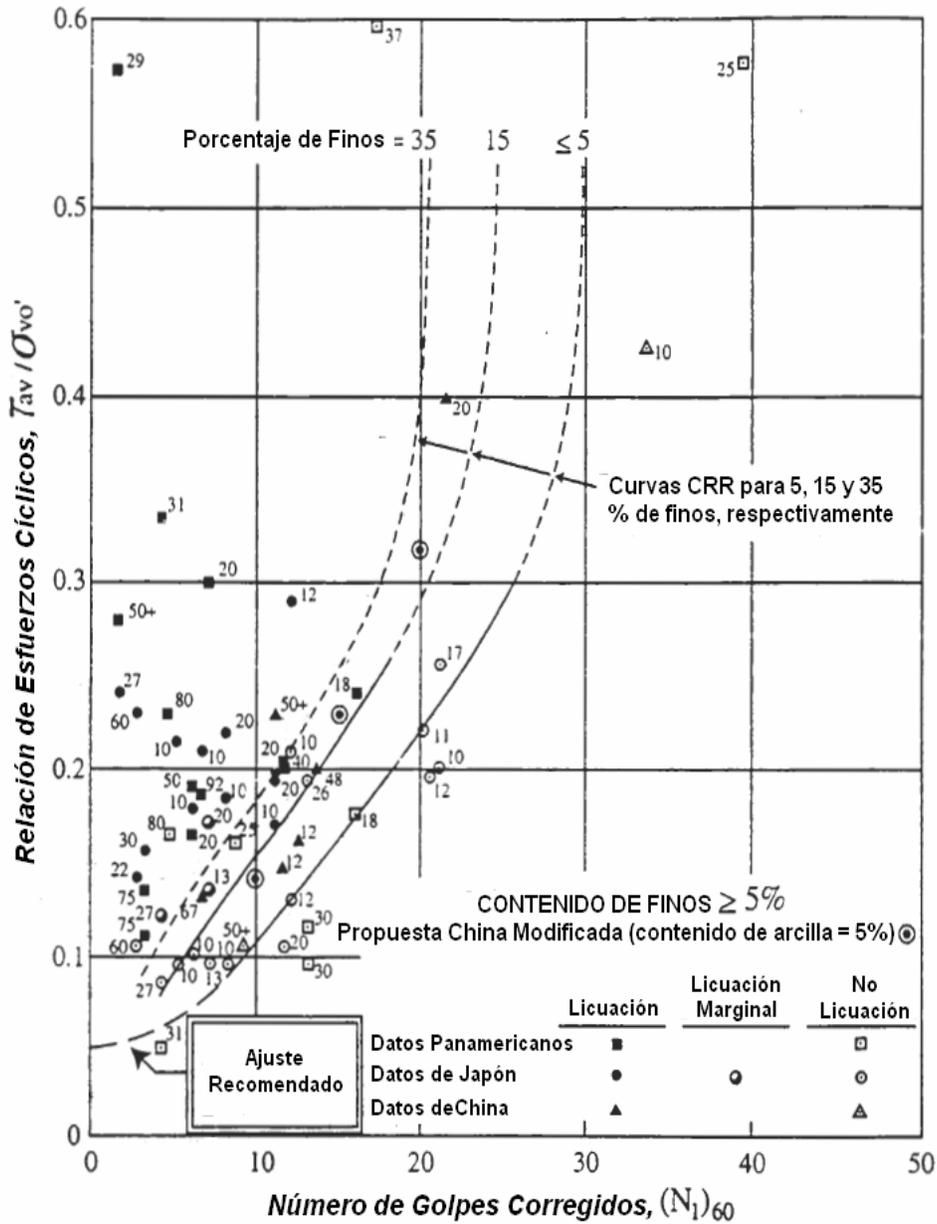


Figura 2.1 Gráfica para el cálculo de los valores $(N_1)_{60}$ críticos

Ahora, en cuanto a la resistencia, se puede expresar en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). Debido a la gran dificultad en campo para obtener muestras de suelos granulares por medio de las técnicas de perforación y muestreo típicas, no es posible contar con muestras inalteradas para ser probadas en laboratorio y obtener los parámetros necesarios para el análisis de la capacidad que tiene el depósito de suelo de resistir licuación. Considerando esto, las pruebas de campo han llegado a ser más usadas para la evaluación de dicha resistencia a la licuación. El criterio que se basa en el número de golpes en la penetración estándar es una herramienta bastante útil para la evaluación del potencial de licuación en un depósito.

De esta manera, tenemos que la CRR se define como:

$$CRR = CRR_{M,\alpha,\sigma} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha} \quad (2.4)$$

donde:

- $CRR_{M,\alpha,\sigma}$ considera la magnitud del sismo (M), la pendiente del terreno (α) y fricción entre las barras de perforación (σ)
- MSF es un factor para considerar la magnitud del sismo
- K_{α} es un factor de corrección por sobrecarga
- K_{σ} es un factor de corrección que considera la pendiente del terreno

Una vez obtenida la CRR, utilizando la gráfica mostrada en la Figura 2.1 se obtiene el número de golpes $(N_1)_{60}$ crítico para licuación en el depósito.

Si graficamos la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la relación de resistencia cíclica (CRR) calculada para cada estrato respecto a la profundidad, podemos observar gráficamente las zonas susceptibles a licuarse.

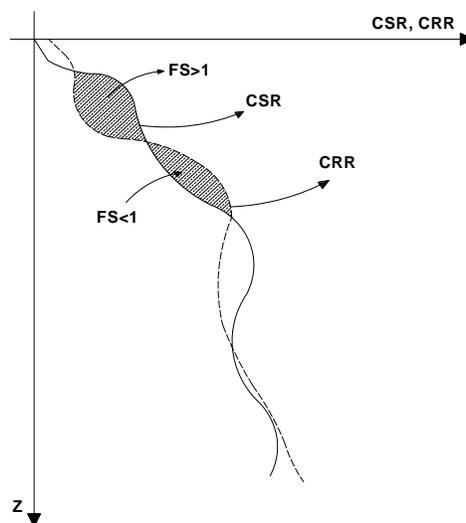


Figura 2.2 Grafica CSR, CRR respecto a la profundidad



2.2 Resolución del problema de propagación de ondas SH propagándose verticalmente en medios estratificados horizontalmente

Existen varios métodos para la evaluación de las condiciones locales del suelo en respuesta de este durante sismos, muchos de estos métodos son basados en la suposición de que la principal respuesta en un depósito de suelo es causada por la propagación ascendente de ondas de cortante, SH, en las formaciones subyacentes de roca. Analíticamente el procedimiento descrito en esta tesis se basa en este concepto, lo cual ha mostrado buenos resultados en un gran número de casos de acuerdo a las observaciones realizadas en campo.

El procedimiento analítico generalmente incorpora los siguientes pasos:

1. Determinar las características de los probables movimientos a desarrollarse en la formación de roca subyacente del sitio y seleccionar un acelerograma con esas características para usarlo en el análisis. La aceleración máxima, el periodo predominante y la duración efectiva son los parámetros más importantes de un movimiento sísmico. Las relaciones empíricas entre estos parámetros y la distancia al sitio de la falla deben ser establecidas para sismos de diferentes magnitudes. Un movimiento diseñado con las características deseadas puede ser seleccionado de los acelerogramas de sismos severos que han sido registrados durante eventos previos o de acelerogramas generados artificialmente.
2. Determinar las propiedades dinámicas del depósito de suelo y las relaciones promedio entre el módulo de cortante dinámico y las relaciones de amortiguamiento del suelo.
3. Calcular la respuesta del depósito de suelo al movimiento de la roca basal. Puede ser usado un método de análisis unidimensional si la estructura del suelo es esencialmente horizontal. Los programas desarrollados para realizar estos análisis en general son basados en la solución a la ecuación de onda o en la simulación de una masa de suelo. Para depósitos de suelo más irregulares puede requerirse un análisis de elementos finitos.

De esta manera se consideran las respuestas asociadas con la propagación vertical de ondas de cortante en el sistema viscoelástico lineal mostrado en la Figura 2.3. El sistema consiste de N estratos horizontales que se extienden hacia el infinito en dirección horizontal y tienen un semiespacio en el estrato de fondo. Cada uno de los estratos es homogéneo e isotrópico y están caracterizados por el espesor del estrato, h , densidad de masa, ρ , módulo de cortante, G , y el factor de amortiguamiento, β .

2.2.1 Propagación de ondas armónicas de cortante en un sistema unidimensional

La propagación vertical de ondas de cortante en el sistema mostrado en la Figura 2.3 solo causará desplazamientos horizontales:

$$u = u(x, t) \quad (2.5)$$



que debe satisfacer la ecuación de onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \quad (2.6)$$

los desplazamientos armónicos con frecuencia ω pueden ser escritos en la forma:

$$u(x, t) = U(x) * e^{i\omega t} \quad (2.7)$$

sustituyendo la Ecuación (2.7) en la Ecuación (2.6) resulta una ecuación diferencial ordinaria:

$$(G + i\omega\eta) = \frac{d^2 U}{dx^2} = \rho\omega^2 U \quad (2.8)$$

que tendrá la solución general:

$$U(x) = Ee^{ikx} + Fe^{-ikx} \quad (2.9)$$

$$\text{en la cual: } k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad (2.10)$$

donde k es el número complejo de onda y G^* es el módulo de cortante complejo.

La relación de amortiguamiento crítico, β , es relacionada a la viscosidad η por :

$$\omega\eta = 2G\beta$$

muchos experimentos en suelos indican que G y β son casi constantes sobre el rango de frecuencia que es de gran interés en el análisis. Por lo tanto este es útil para expresar el módulo de cortante complejo en términos de la relación de amortiguamiento crítica en lugar de la viscosidad:

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\beta) \quad (2.11)$$

Donde G^* puede asumirse independiente de la frecuencia.

La ecuación 2.7 y 2.9 dan la solución a la ecuación de onda para un movimiento armónico de frecuencia ω :

$$u(x, t) = Ee^{i(kx + \omega t)} + Fe^{-i(kx - \omega t)} \quad (2.12)$$

donde el primer término representa la propagación de la onda incidente en la dirección negativa de x (ascendente) y el segundo término representa la propagación de onda reflejada en la dirección positiva de x (descendente).

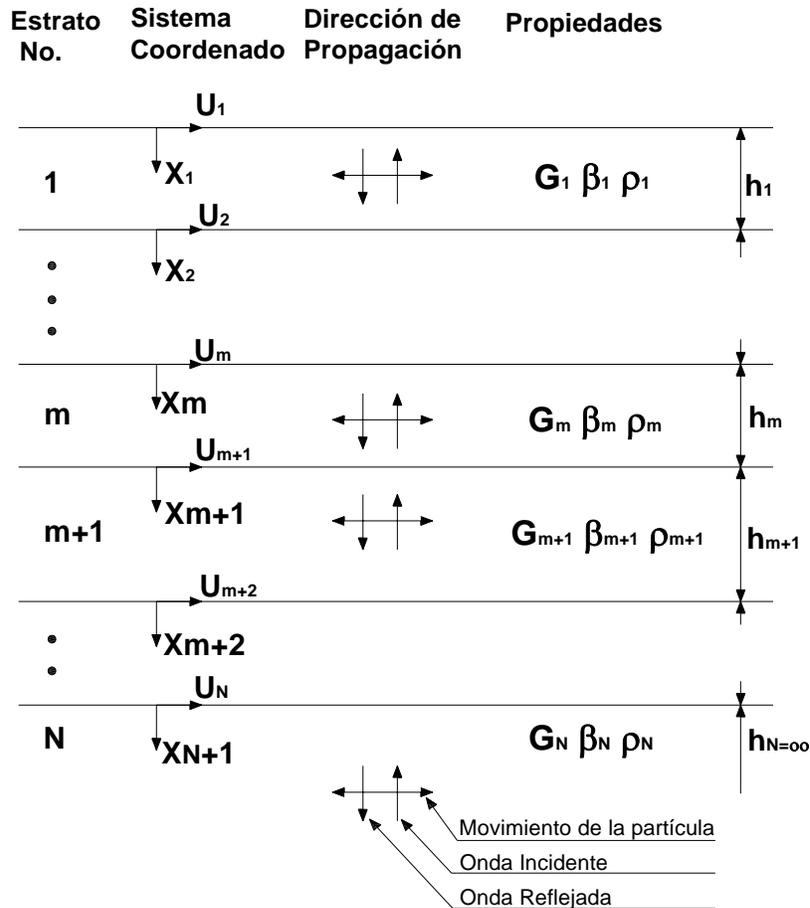


Figura 2.3 Sistema unidimensional

La Ecuación (2.12) es válida para cada uno de los estratos de la Figura 2.3. Introduciendo un sistema de coordenadas local x para cada estrato, los desplazamientos en la parte superior y en el fondo del estrato m son:

$$u_m(x = 0) = (E_m + F_m)e^{i\omega t} \quad (2.13)$$

$$u_m(x = h_m) = (E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m})e^{i\omega t} \quad (2.14)$$

El esfuerzo cortante en un plano horizontal es:

$$\tau(x,t) = G \frac{\partial u}{\partial x} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} = G^* \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.15)$$

o por la ecuación (2.12):

$$\tau(x,t) = ikG^* (Ee^{ikx} - Fe^{-ikx})e^{i\omega t} \quad (2.16)$$

y los esfuerzos cortantes en la parte superior y el fondo de un estrato m son respectivamente:

$$\tau_m(x=0) = ik_m G_m^* (E_m - F_m) e^{i\omega t} \quad (2.17)$$

$$\tau_m(x=h_m) = ik_m G_m^* (Ee^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) e^{i\omega t} \quad (2.18)$$

Los esfuerzos y desplazamientos deben ser continuos en todas las interfaces. Por lo tanto, por las ecuaciones 2.13, 2.14, 2.17, 2.18:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} \quad (2.19)$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) \quad (2.20)$$

La sustracción y adición de las ecuaciones 2.19 y 2.20 reproduce las siguientes fórmulas para la amplitud, E_{m+1} y F_{m+1} , de la onda incidente y reflejada en el estrato $m+1$, expresada en términos de la amplitud en el estrato m :

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (2.21)$$

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (2.22)$$

Donde α_m es la relación de impedancia compleja

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \left(\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*} \right)^{1/2} \quad (2.23)$$

que nuevamente es independiente de la frecuencia.

En la superficie libre, los esfuerzos cortantes deben ser cero. Adicionalmente, la ecuación 2.16 con τ_1 y x_1 igual a cero dan $E_1 = F_1$ (por ejemplo, las amplitudes de la onda incidente y la reflejada son siempre iguales en una superficie libre).



A partir del estrato superficial, el uso repetido de las fórmulas en las ecuaciones 2.21 y 2.22 conduce a la siguiente relación entre las amplitudes en el estrato m y este en el estrato superficial:

$$E_m = e_m(\omega)E_1 \quad (2.24)$$

$$F_m = f_m(\omega)E_1 \quad (2.25)$$

Las funciones de transferencia e_m y f_m son simplemente las amplitudes para el caso $E_1 = F_1 = 1$, y pueden ser determinadas sustituyendo esta condición en las fórmulas anteriores.

Otras funciones de transferencia son fácilmente obtenidas de las funciones e_m y f_m . La función de transferencia $A_{n,m}$ entre los desplazamientos en el nivel n y m está definido por:

$$A_{n,m}(\omega) = u_m / u_n$$

Y por sustitución de las ecuaciones 2.23, 2.24 y 2.25:

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad (2.26)$$

Basado en estas ecuaciones, la función de transferencia $A(\omega)$ puede ser obtenida entre dos estratos cualesquiera en el sistema. Por lo tanto, si el movimiento es conocido en un estrato cualquiera en el sistema, el movimiento en cualquier otro estrato puede ser calculado.

Las amplitudes E y F pueden ser obtenidas para todos los estratos en el sistema, y las deformaciones y las aceleraciones pueden ser derivadas de la función de desplazamiento. Las aceleraciones son expresadas por la ecuación:

$$\ddot{U}(x,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\omega^2 (Ee^{i(kx+\omega t)} + Fe^{-i(kx-\omega t)}) \quad (2.27)$$

y las deformaciones por:

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = ik(Ee^{i(kx+\omega t)} - Fe^{-i(kx-\omega t)}) \quad (2.28)$$

2.2.2 Relación entre movimientos de afloramientos de roca y movimientos de roca basal

Si las amplitudes de las componentes de las ondas incidentes y reflejadas, E_N y F_N , en el semiespacio elástico (Figura 2.4a), son conocidas, los movimientos en el semiespacio con el sistema de suelo removido (Figura 2.4c), son fácilmente calculados. Los esfuerzos

cortantes son igual a cero en cualquier superficie libre; de esta manera $F_N = E_N$, y la onda incidente es completamente reflejada con una amplitud resultante $2E_N$ en la superficie libre del semiespacio. La amplitud de la onda incidente en el semiespacio es independiente de las propiedades del sistema, ya que la onda reflejada es completamente absorbida en el semiespacio y esta no contribuye a la onda incidente. La componente de la onda incidente, E_N , es por lo tanto igual en todos los sistemas mostrados en la Figura 2.4.

La relación entre el movimiento de base, u_N , y el movimiento, u'_N , en la superficie libre puede ser calculada de la función de transferencia:

$$A'_{N,1}(\omega) = \frac{u_N}{u'_N} = \frac{e_N(\omega) + f_N(\omega)}{2e_N(\omega)} \quad (2.29)$$

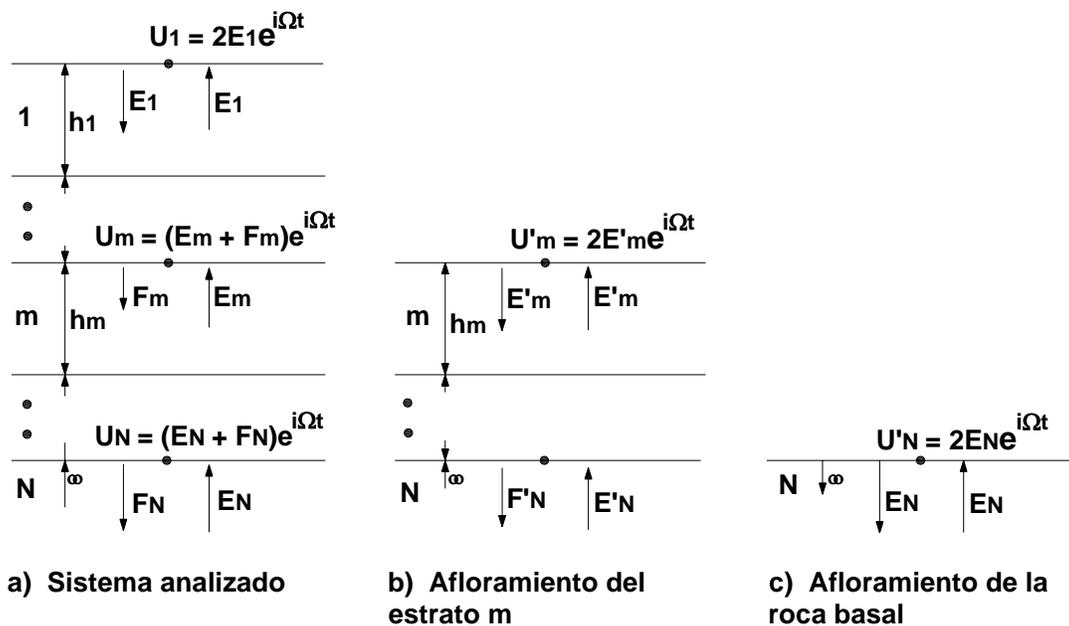


Figura 2.4 Sistema unidimensional con estratos aflorando

La función de transferencia entre el movimiento en la superficie del depósito, u_1 , y el movimiento en la superficie libre del semiespacio es:

$$A'_{N,1}(\omega) = \frac{1}{e_N(\omega)} \quad (2.30)$$

Si el semiespacio es la formación de roca subyacente a un depósito de suelo, la ecuación 2.29 muestra la relación entre el movimiento en la roca base y en el afloramiento de roca. La relación entre las amplitudes del movimiento de la roca base y el movimiento del afloramiento de roca es siempre menor que 1, con valores mínimos en las frecuencias de resonancia del depósito.

Las diferencias en las respuestas calculadas resultan de la consideración de una base rígida, relativa al uso de una base elástica, y depende también de que frecuencias son dominantes en el movimiento de la roca. Los movimientos de roca con frecuencia dominante cercana a las frecuencias de resonancia del depósito serán considerablemente más afectados que los movimientos con frecuencia dominante entre las frecuencias de resonancia (ver la Figura 2.5). Por lo tanto, los efectos de la elasticidad de la roca base no son solo una función de la relación de impedancia entre el depósito y la roca y el amortiguamiento en el depósito, sino también del contenido de frecuencias en el movimiento de roca relativo a la frecuencia de la resonancia del depósito.

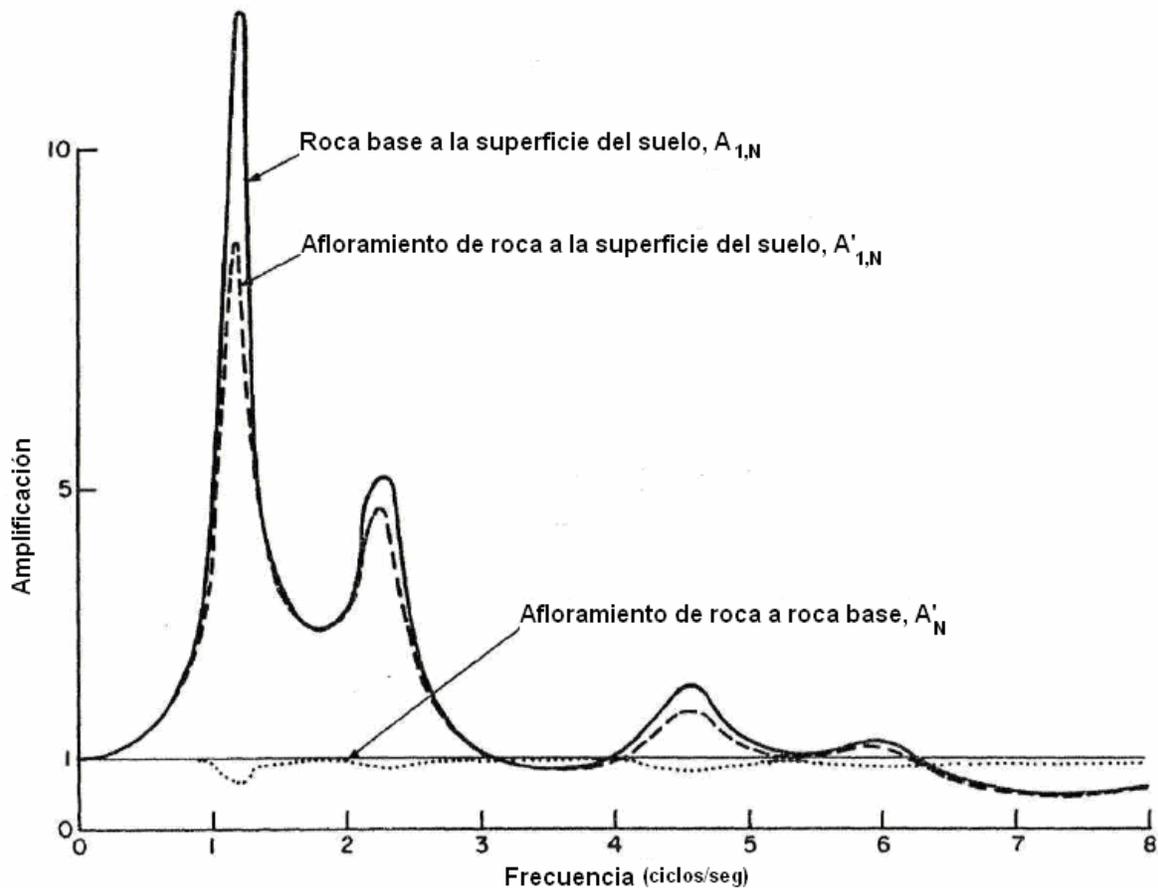


Figura 2.5 Funciones de transferencia

Una aproximación para el movimiento de la superficie libre en uno de los estratos en el sistema (Figura 2.4b), puede ser obtenida de la misma manera que para el semiespacio, la componente de la onda incidente proporcionada en el afloramiento del estrato y en el estrato dentro de un sistema es igual ($E_m = E'_m$). Este es aproximadamente el caso cuando las propiedades del estrato m y todos los estratos más profundos son iguales en los dos sistemas y cuando la impedancia, $\rho_m V_m$, es de una magnitud del mismo orden como para el



semiespacio. Para una solución más precisa, el movimiento en estratos amortiguados debe ser calculado en un sistema separado del movimiento en el semiespacio.

2.2.3 Movimientos transitorios

Las expresiones desarrolladas son válidas para un estado estable armónico. La teoría puede ser extendida para movimientos transitorios a través del uso de la transformada de Fourier.

Un acelerograma digitalizado con n valores de aceleración equidistantes, $\ddot{u}_j(j.\Delta t)$, $j = 0, \dots, n-1$, pueden ser representados por una suma finita de movimientos armónicos:

$$\ddot{u}(t) = \sum_{s=0}^{n/2} (a_s e^{i\omega_s t} + b_s e^{-i\omega_s t}) \quad (2.31)$$

donde ω_s , $s = 0, \dots, n/2$ son las frecuencias equidistantes:

$$\omega_s = \frac{2\pi}{n.\Delta t} .s \quad (2.32)$$

a_s y b_s designan los coeficientes complejos de Fourier:

$$a_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{-i\omega_s t} \quad , \quad b_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{i\omega_s t} \quad (2.33)$$

y cada término en la ecuación 2.31 es un movimiento armónico oscilante con frecuencia ω_s .

Si las series en la ecuación 2.31 representan el movimiento en un estrato m , unas nuevas series representativas del movimiento en cualquier otro estrato n son obtenidas por la apropiada aplicación del factor de amplificación de la ecuación 2.26 para cada término en las series:

$$\ddot{u}_n(t) = \sum_{s=0}^{n/2} A_{m,n}(\omega_s) . (a_{m,s} e^{i\omega_s t} + b_{m,s} e^{-i\omega_s t}) \quad (2.34)$$

La representación de un movimiento separado con las transformaciones de Fourier dan una representación exacta en los puntos separados $t = j . \Delta t$, $j = 0, \dots, n-1$. En la solución es implícita la repetición cíclica del movimiento con un periodo $T = n . \Delta t$. Por lo tanto, la solución aplica para una serie infinita de acelerogramas idénticos en vez de un solo acelerograma dado.



2.3 Evaluación del potencial de licuación

A partir de las últimas décadas se ha desarrollado un procedimiento llamado “Procedimiento simplificado”, el cual es utilizado para evaluar la resistencia del suelo a la licuación inducida por sismo. Este procedimiento ha llegado a ser el criterio de práctica en Norte América y en muchas partes del mundo. En base a los desastrosos sismos en Alaska y Niigata, Japón en 1964, Seed e Idriss desarrollaron y publicaron el “Procedimiento simplificado” básico. El procedimiento ha sido corregido y extendido periódicamente a través del tiempo. En 1985, el profesor Robert V. Whitman del Instituto de Tecnología de Massachussets (MIT) convocó a una reunión a nombre del Consejo Nacional de Investigación (NRC) en la que treinta y seis expertos y observadores revisaron completamente el grado y estado actual de conocimiento para evaluar el riesgo de licuación.

El objetivo de la reunión, patrocinada por el Centro Nacional para la Investigación de Ingeniería Sísmica de Estados Unidos (NCR), fue el de reunir a un grupo de expertos para desarrollar una revisión y tener un consenso de corrección y aumento al procedimiento. Se hizo énfasis en nuevos desarrollos desde la revisión del NRC. Para mantener la reunión enfocada y con un contenido tratable, el alcance fue limitado a procedimientos para evaluar la resistencia a licuación de suelos con superficie libre horizontal o con un pequeño desnivel. En este contexto, la licuación se remite al fenómeno de la generación sísmica de grandes presiones en el agua existente en los poros del suelo y por consiguiente un severo reblandecimiento de suelos granulares. El fenómeno post-licuación, así como las deformaciones del suelo, aunque igualmente o más importantes que las causas que la originan, estuvieron fuera del contexto de la reunión.

El procedimiento simplificado fue desarrollado con evaluaciones de las observaciones de campo y datos de pruebas de laboratorio y campo. Las evidencias de campo de licuación consistieron generalmente en la presencia de ebulliciones de arena, fisuras en la superficie o desplazamientos laterales. La mayor parte de los datos fueron recolectados de sitios con superficie de terreno horizontal hasta taludes con poca inclinación estratificados por depósitos de sedimentos aluviales o fluviales del Holoceno (menores a 15 m.). El procedimiento original es aplicable solo para sitios con estas condiciones. La atención se limitó a la evaluación de la resistencia a licuación para estratos de sedimentos a grandes profundidades (a altas presiones de confinamiento) y taludes con poca inclinación o terraplenes.

2.3.1 Relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y relación de resistencia cíclica (CRR)

Para la evaluación de la resistencia a licuación de los suelos es requerido el cálculo o estimación de dos variables. Estas variables son la demanda sísmica calculada en un estrato de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR), en lo sucesivo referida como resistencia a la licuación o relación de

resistencia a la licuación. CRR es un símbolo propuesto por Robertson y Wride. Previamente, este factor había sido llamado relación de esfuerzo cíclico requerida para generar licuación, o la relación de resistencia cíclica y habían sido dados diferentes símbolos por diferentes autores. Por ejemplo, Seed y Harder (1990) usaron el símbolo CSR_e , Youd (1993) usó el símbolo CSRL y Kramer (1996) usó el símbolo CSR_L para denotar esta relación. El uso de CRR da un sentido apropiado y genera menos confusión que el uso de CSR con o sin un subíndice para representar la resistencia a la licuación.

Seed e Idriss formularon la siguiente ecuación para el cálculo de CSR:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (2.35)$$

donde a_{max} es la aceleración horizontal máxima en la superficie del suelo generada por el sismo, g es la aceleración de la gravedad, σ_{vo} y σ'_{vo} son el esfuerzo total y el esfuerzo vertical efectivo, respectivamente y r_d es un coeficiente de reducción de esfuerzo. Dicho coeficiente proporciona una corrección aproximada por flexibilidad del perfil de suelo. Se ha recomendado la siguiente modificación al procedimiento para el cálculo del CSR. Para proyectos no críticos, pueden ser usadas las siguientes ecuaciones para estimar valores promedio de r_d :

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (2.36a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{para } 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \quad (2.36b)$$

$$r_d = 0.774 - 0.008 z \quad \text{para } 23 < z \leq 30 \text{ m} \quad (2.36c)$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{para } z > 30 \text{ m} \quad (2.36d)$$

donde z es la profundidad bajo la superficie del suelo en metros. Por conveniencia en la programación de hojas de cálculo y otras ayudas electrónicas y para ser coherentes con la práctica del pasado, los valores de r_d determinados de la ecuación 2.36, mostrados en la Figura 2.6, son compatibles para su uso en la práctica de la ingeniería de rutina. Sin embargo, el usuario debe entender y considerar que los valores calculados de r_d de las ecuaciones 2.36 o 2.37 dan solo el valor promedio de todo un rango de posibles valores y que el rango de dichos valores se incrementa con la profundidad. De esta manera, la certeza con que puede ser calculado el CSR decrece con la profundidad cuando los valores promedio de r_d son usados para simplificar los cálculos. Adicionalmente a la incertidumbre en r_d , el procedimiento simplificado no ha sido verificado para profundidades mayores a 15 m. Así, el usuario entenderá que los resultados obtenidos para el procedimiento simplificado son totalmente inciertos en profundidades mayores a 15 m, por lo que es conveniente encontrar r_d a partir de un análisis de propagación de ondas como al aquí descrito.

Como una alternativa a la ecuación 2, se aproximó el trazo de la curva promedio de valores r_d con la siguiente ecuación:

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (2.37)$$

donde z es la profundidad bajo la superficie del suelo en metros. La ecuación 3 esencialmente produce los mismos valores para r_d como las ecuaciones 2.36a-d, pero es fácil de programar para muchas aplicaciones y puede ser usada en la práctica de la ingeniería de rutina.

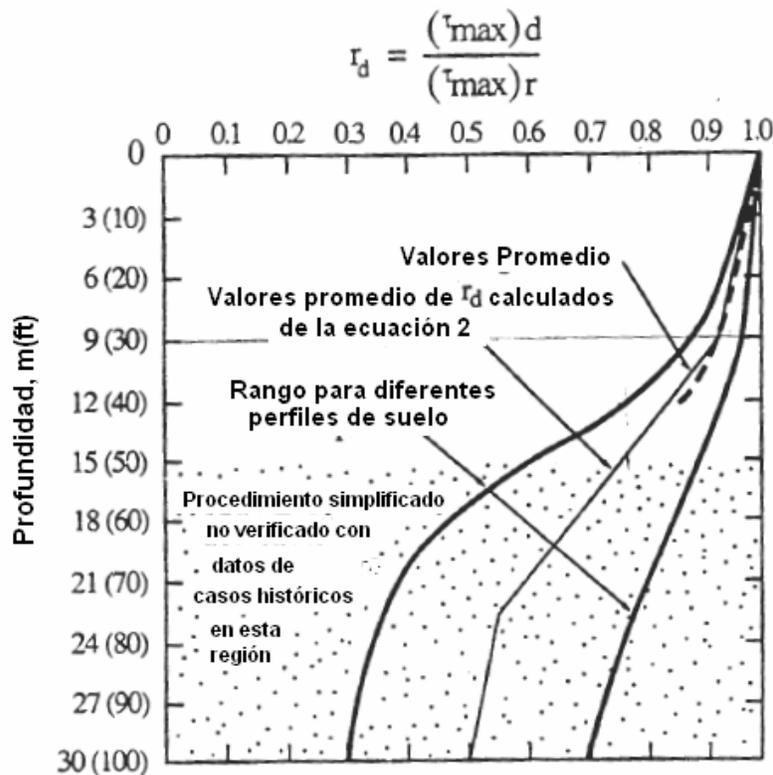


Figura 2.6 Curvas r_d vs profundidad desarrolladas por Seed e Idriss

Un método recomendable para evaluar la CRR es recuperar especímenes de suelo no alterados de los sitios de campo y probarlos en el laboratorio usando pruebas cíclicas en condiciones de carga cíclica modelo. Desafortunadamente, los especímenes de suelos granulares recuperados con las técnicas de perforación y muestreo típicas generalmente también se alteran, produciendo resultados de pruebas de laboratorio significativos. Solo mediante el uso de técnicas de muestreo especializadas, tal como el congelamiento de suelos, pueden ser obtenidos especímenes suficientemente inalterados. Para evitar las dificultades asociadas con las muestras inalteradas y las pruebas, las pruebas de campo han llegado a ser más utilizadas en la práctica para investigaciones de rutina sobre licuación.

Varias pruebas de campo han ganado un uso común para la evaluación de la resistencia a la licuación, incluyendo la prueba de penetración de cono (CPT), la prueba de penetración



estándar (SPT), medición de la velocidad de onda de corte (V_s) y la prueba de penetración Becker (BPT). Se ha hecho un intento conciente para correlacionar varios criterios de resistencia a la licuación de pruebas de campo para proporcionar resultados generalmente coherentes con la prueba que es empleada. Así, la elección de las pruebas dependerá de la disponibilidad de equipo, condiciones del sitio, costo y preferencia. Las ventajas y desventajas principales de cada prueba se enlistan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Comparación de ventajas y desventajas de varias pruebas de campo para la evaluación de la resistencia a la licuación

Características	Tipo de Prueba			
	SPT	CPT	V_s	BPT
Número de pruebas realizadas en sitios con licuación	Abundante	Abundante	Limitada	Disperso
Tipo de comportamiento esfuerzo-deformación	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad	Malo a bueno	Muy bueno	Bueno	Malo
Detección de variabilidad de depósitos de suelo	Bueno	Muy bueno	Regular	Regular
Tipos de suelo en que es recomendada la prueba	No gravas	No gravas	Todos	Principalmente gravas
Muestras de suelo	Sí	No	No	No

2.3.2 Prueba de penetración estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar (SPT) se ha mantenido como popular desde su aceptación en 1927 y se ha usado con mayor o menor grado en cuando menos dieciséis países miembros del Comité Técnico de Pruebas de Penetración. Esta prueba es realizada con relativa facilidad por personal de campo, pues consiste en pocos y resistentes componentes mecánicos, fáciles de transportar y de guardar. Por ello se considera que esta prueba (SPT) continuará siendo utilizada como parte de rutinas de investigación de

perforaciones en campo, permitiendo una evaluación económica de las condiciones del suelo en situaciones difíciles y fáciles.

Mediante la prueba de penetración estándar (SPT) podemos estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con esta prueba se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para la determinación de propiedades índice, usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible, en suelos cohesivos blandos y en suelos cohesivos relativamente duros. En suelos como los de la Ciudad de México no es recomendable su uso, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

Dentro del equipo utilizado tenemos el penetrómetro estándar, que es un tubo de acero provisto en sus extremos de dos piezas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es una cabeza que sirve para unir al muestreador con las barras huecas de acero que se utilizan para posicionarlo hasta el fondo de la perforación. El tubo está cortado longitudinalmente (media caña) para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo. Las dimensiones del penetrómetro son muestradas en la Fig. 2.7.

El penetrómetro estándar se hince con los impactos de un martinete golpeador de 65 kg. que se deja caer desde una altura constante de 75cm. El martinete es levantado a la altura de caída por un malacate de fricción con un cable de manila de 1.9 cm.; para sostener este cable se necesita un tripié o una torre equipados con una polea. En la operación del martinete debe vigilarse que la altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza del gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

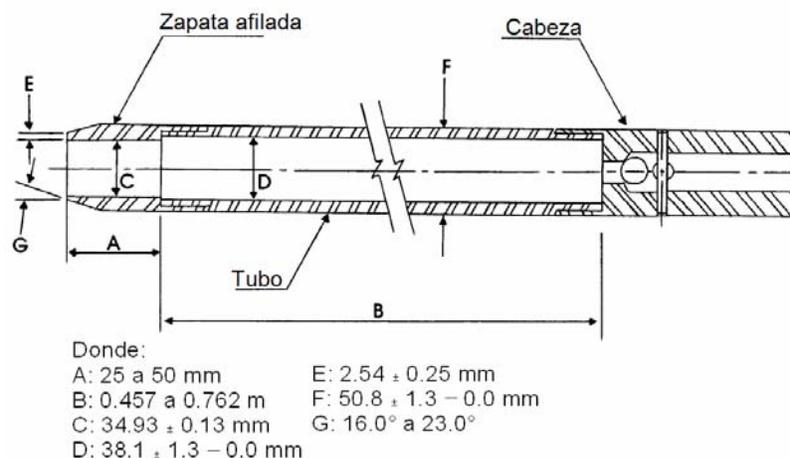


Figura 2.7 Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente



- **Desarrollo de la prueba**

Esta prueba consiste en hincar el penetrómetro estándar 60 cm con una masa de 65 kg dejándola caer desde una altura constante de 75 cm. La resistencia a la penetración estándar se mide con el número de golpes, N, para penetrar en el terreno 60 cm en intervalos de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm intermedios; el número de golpes de los primeros 15 cm se desprecian, debido a que se considera no representativo por la alteración causada por la perforación. En caso de que el número de golpes llegue a $N = 50$, y el muestreador ya no penetra, se suspenderá la prueba.

Una vez terminada una prueba se procede a lavar con una broca tricónica el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba. Las muestras que se recuperaron de la prueba anterior se deben conservar en frasco o bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua, colocándose estos frascos en lugares fresco, sin la presencia de los rayos del sol. Toda la información de campo que se recopile de cada prueba se anotará en un registro de campo.

De los resultados de la prueba se obtiene lo siguiente:

- *Muestras alteradas*. Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índices.
- *Perfil estratigráfico*. La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- *Resistencia a la penetración*. Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.

- **Interpretación de resultados**

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México, debido a que en la zona del lago son suelos blandos y que el penetrómetro llega a hincarse únicamente por peso propio y no se podrá correlacionarse confiablemente. Por ello, las correlaciones existentes deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión.

En suelos no cohesivos, los resultados de la SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas. En la tabla Tabla 2.2 se presenta una correlación entre el valor de N y la densidad relativa en arenas. La densidad relativa (D_r) de una arena tiene una influencia importante en el ángulo de



fricción interna (Φ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de las estructuras que se apoyan sobre este material.

Tabla 2.2 Correlación entre el valor de N y la densidad relativa de las arenas

Arenas	
No. de golpes/30 cm (N)	Densidad relativa
0	Muy suelta
4 a 10	Suelta
10 a 30	Medianamente densa
30 a 50	Densa
+ de 50	Muy densa

Para los suelos cohesivos, la consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe con los términos: muy blando, blando, medianamente compacto, compacto, muy compacto y duro. La medición cuantitativa básica de la consistencia es la resistencia a la compresión simple (q_u). Esta resulta representativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, en el caso de las arcilla marinas, mientras que en el caso de suelos arcillosos de origen residual, eólico, fluvial, los cuales poseen una falta de uniformidad en su masa y pueden desarrollar microfisuras, el valor de la resistencia a la compresión simple tiene variaciones importantes. En este caso la metodología más adecuada para medir la resistencia al corte en el laboratorio es por medio de ensayos triaxiales.

En las perforaciones de exploración del subsuelo se puede hacer una estimación de la resistencia al corte de las arcillas por medio de los ensayos de penetración. En la Tabla 2.3 se observa la correlación aproximada entre N y la resistencia a la compresión simple (q_u) de las arcillas saturadas.

Tabla 2.3 Correlación entre N y la resistencia a la compresión simple de arcillas saturadas

Arcillas		
(N)	Consistencia	Resistencia a la compresión simple (q_u) (kg/cm^2)
- de 2	Muy blanda	- de 0.25
2 a 4	Blanda	0.25 a 0.50
4 a 8	Medianamente compacta	0.5 a 1.0
8 a 15	Compacta	1.0 a 2.0
15 a 30	Muy compacta	2.0 a 4.0
+ de 30	Dura	+ de 4.0



A través de los años ha sido robustecido un criterio para la evaluación de la resistencia a la licuación basado en el número de golpes medidos durante la penetración estándar. Este criterio es en gran parte incorporado en el trazo CSR contra $(N_1)_{60}$ de la Figura 2.7. Este trazo muestra la CSR calculada y datos $(N_1)_{60}$ de sitios donde fueron o no observados efectos de licuación en sismos pasados con curvas CRR separando datos indicativos de licuación de datos indicativos de no licuación para varios contenidos de finos. La curva CRR para un contenido de finos menor que el 5% es el criterio básico de penetración para el procedimiento simplificado y será referido en lo sucesivo como la “curva base simplificada”. La curva CRR de la Figura 2.7 es válida solo para sismos de magnitud igual a 7.5.

2.3.2.1 Curva base de arenas limpias

El criterio SPT ha sufrido algunos cambios. El primero de ellos es en la trayectoria de la curva base simplificada para $(N_1)_{60}$ bajo una intercepción proyectada de CRR cerca de 0.05 (Figura 2.7). Este ajuste rehace la curva base para llevar una coherencia con la curva CRR desarrollada de los datos CPT y los análisis probabilistas hechos por Liao et al (1988). Seed e Idriss (1982) originalmente proyectaron la curva a través del origen, pero había pocos datos para obligar la curva en la parte inferior del diagrama. Un mejor ajuste a los actuales datos empíricos es al arco del extremo inferior de la curva según lo indicado en el la Figura 2.7.

La curva base simplificada trazada en la Figura 2.7 puede ser aproximada por la siguiente ecuación:

$$CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (2.38)$$

donde $CRR_{7.5}$ es la relación de resistencia cíclica para sismos de magnitud igual a 7.5; $x = (N_1)_{60}$; $a = 0.048$; $b = -0.1248$; $c = -0.004721$; $d = 0.009578$; $e = 0.0006136$; $f = -0.0003285$; $g = -1.673E-05$; y $h = 3.714E-06$. Esta ecuación es válida para $(N_1)_{60}$ menores que 30 y puede ser usada en hojas de cálculo y otras técnicas analíticas para aproximar la curva base simplificada para cálculos de ingeniería. Robertson y Wride indican que la ecuación 4 no es aplicable para $(N_1)_{60}$ menores que tres, pero se considera que la curva definida por dicha ecuación debe ser extendida para intersectar la intercepción en un valor de CRR cercano a 0.05.

2.3.2.2 Correlación para el contenido de finos y la plasticidad del suelo

Otro cambio fue la cuantificación de la corrección del contenido de finos para un mejor ajuste de los datos empíricos y para soportar análisis con hojas de cálculo y otras herramientas de cómputo. En el desarrollo original, Seed et al (1985) propuso que para un $(N_1)_{60}$ dado, CRR crece conforme se incrementa el contenido de finos. Seed et al (1985),



basado en los datos empíricos obtenidos, desarrolló la curva CRR para varios contenidos de finos mostrados en la Figura 2.8.

La corrección para el contenido de finos será una función de la resistencia a la penetración así como del contenido de finos, así como de otras características granulométricas, tales como la plasticidad del suelo, podrían afectar la resistencia a la licuación; por lo tanto, cualquier correlación basada únicamente en la resistencia a la penetración y el contenido de finos será usada con el juicio y precaución de la ingeniería. Las siguientes ecuaciones, desarrolladas por el M.I. Idriss con asistencia de R.B. Seed son recomendadas para la corrección de la resistencia a la penetración estándar determinada para arenas limosas o una arena limpia equivalente:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.39)$$

donde α y β son coeficientes determinados de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } CF \leq 5\% \quad (2.40a)$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/CF^2)] \quad \text{para } 5\% < CF < 35\% \quad (2.40b)$$

$$\alpha = 5.0 \quad \text{para } CF \geq 35\% \quad (2.40c)$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{para } CF \leq 5\% \quad (2.41a)$$

$$\beta = [0.99 + (CF^{1.5}/1000)] \quad \text{para } 5\% < CF < 35\% \quad (2.41b)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{para } CF \geq 35\% \quad (2.41c)$$

donde CF es el contenido de finos calculado de pruebas granulométricas en el laboratorio en muestras de suelo.

Estas ecuaciones pueden ser usadas para los cálculos de rutina de resistencia a la licuación. Los cálculos de la curva CRR como una función del contenido de finos y el $(N_1)_{60}$ para sismos de magnitud 7.5 usando las ecuaciones 2.39-2.41 producen curvas que son esencialmente idénticas a las curvas mostradas en la Figura 2.8.

La resistencia a la licuación también será incrementada en los suelos plásticos. Algunos autores han sugerido incrementar el CRR cerca del 10% para suelos con índices de finos y plasticidad mayor al 15%. Sin embargo, la plasticidad será medida como parte de las investigaciones de licuación con el objetivo de definir más apropiadamente la influencia de la plasticidad en la resistencia a la licuación.

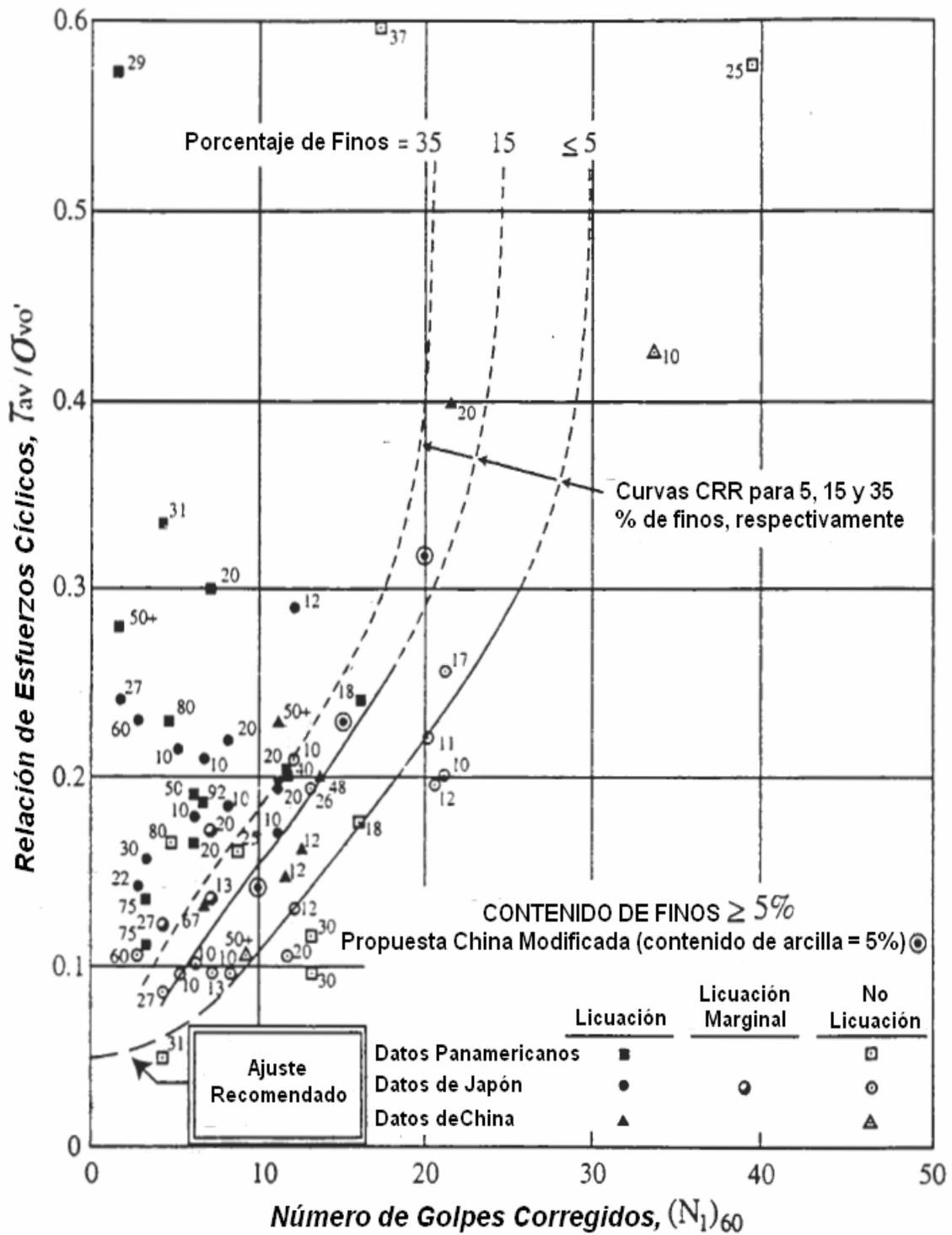


Figura 2.8 Curva base simplificada recomendada para el cálculo de la CRR a partir de datos SPT junto con datos empíricos de licuación



Robertson y Wride revisaron los datos del contenido de finos para evaluar el criterio de la resistencia a la licuación basada en las mediciones de SPT. Sugirieron corregir el $(N_1)_{60}$ calculado a un $(N_1)_{60cs}$ usando un factor de corrección, K_s , que es un factor de contenido de finos como se observa a continuación:

$$(N_1)_{60cs} = K_s (N_1)_{60} \quad (2.42a)$$

donde

$$K_s = 1 + [(0.75/30)(CF-5)] \quad (2.42b)$$

Esta recomendación es para suelos con finos no plásticos ($IP \leq 5\%$). Para suelos con finos plásticos, el factor de corrección, K_s , probablemente es más grande, pero la información empírica disponible es insuficiente para definir un ajuste por plasticidad. Para un contenido de finos menores que el 15%, la curva CRR no es muy diferente que la curva de Seed et al. (1985). Sin embargo, para contenidos de finos mayores que el 15%, las curvas CRR de Robertson y Wride son significativamente menos conservadoras y el trazo es a la izquierda de la curva de Seed.

2.3.2.3 Corrección de por esfuerzo efectivo de sobrecarga y eficiencia en el ensayo

Para determinar la resistencia cíclica promedio del depósito con los resultados de la SPT, el número de golpes N obtenido en dicha prueba debe ser corregido por esfuerzo efectivo de sobrecarga, contenido de finos y eficiencia en la ejecución del ensayo. Debido a que el valor de N para un determinado depósito está en función del esfuerzo efectivo de sobrecarga, el valor medido de N para un determinado depósito está en función del esfuerzo efectivo de sobrecarga, el valor medido de N se convierte a un valor de presión de sobrecarga estándar N_1 mediante la siguiente expresión propuesta por Liao y Whitman :

$$N_1 = N \cdot \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2}$$

En la ecuación, N representa el número de golpes medidos en la prueba de penetración estándar, σ'_{vo} es el esfuerzo efectivo en Pa a la profundidad donde se midió N y N_1 es el número de golpes a una presión de sobrecarga estándar.

Adicionalmente, los valores N medidos en la prueba de penetración estándar necesitan ser corregidos por eficiencia. La energía que efectivamente imparte el martillo durante la ejecución de la prueba usualmente difiere en diferentes partes del mundo y la misma varía entre 40% y 90% de la energía teórica. Para evaluar el potencial de licuación se seleccionó el 60% como valor estándar y el mismo se designa como N_{60} . Por lo tanto, cuando el valor de N se determina impartiendo una energía diferente de 60%, la misma debe ser convertida al valor estándar mediante la expresión:

$$N_{60} = N \cdot \left(\frac{E}{60} \right)$$

Donde E representa la eficiencia usada en la determinación de N. La Tabla 2.4 presenta los valores de dicha eficiencia en la prueba de penetración estándar de varios países.

Tabla 2.4 Valores de eficiencia en la SPT para varios países

País	Eficiencia
Argentina	0.45
China	0.50
Colombia	0.50
Japón	0.66
USA	0.60
Venezuela	0.43

El valor del número de golpes corregido por eficiencia y esfuerzo efectivo de sobrecarga se denota como $(N_1)_{60}$. Este valor representa una medida de la densidad relativa del depósito o resistencia promedio a la licuación de arenas limpias con contenido de finos pasante del tamiz No. 200, menor de 5%.

2.3.3 Prueba de penetración de cono (CPT)

En años recientes, se ha incrementado la información disponible de campo en sitios licuados investigados con CPT. Esta información ha facilitado el desarrollo de la CPT basada en correlaciones de resistencia a la licuación. Estas correlaciones permiten el cálculo directo de la CRR, después de la conversión de las mediciones CPT a un número de golpes SPT equivalentes y entonces se aplica el criterio SPT, una técnica que es comúnmente aplicada.

La Figura 2.9 muestra un trazo desarrollado por Robertson y Wride para determinar relaciones de resistencia cíclica ($CRR_{7.5}$) para arenas limpias (contenido de finos, $FC \leq 5\%$) de información CPT. El trazo, que es válido solo para sismos de magnitud 7.5, muestran el CRR calculado, trazado como una función de resistencia CPT corregida y normalizada, q_{c1N} , de sitios donde se ha observado o no los efectos de licuación después de haber pasado los sismos. Las curvas segmentadas muestran la deformación por cortante cíclica potencial aproximada, γ_i , y se muestra en la Figura 2.9 como una función de q_{c1N} , para enfatizar que la deformación por cortante cíclica y la deformación potencial del terreno de suelos licuados decrece conforme se incrementa la resistencia a la penetración.

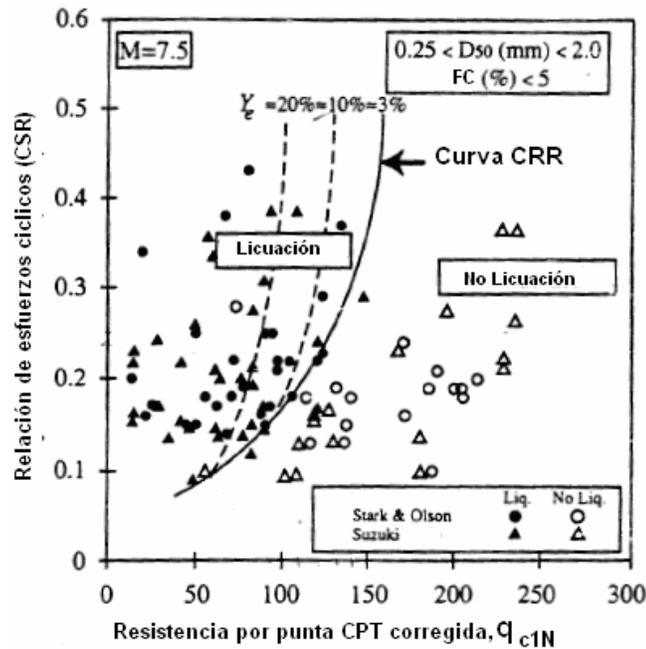


Figura 2.9 Curva recomendada para el cálculo de la CRR a partir de datos CPT junto con los datos empíricos de licuación

La curva CRR en la Figura 2.9 es aproximada por la siguiente ecuación simplificada:

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 \quad (2.45a)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \quad (2.45b)$$

donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia a la penetración de cono en arena limpia normalizada a 100 kPa (aproximadamente una atmósfera de presión).

2.3.3.1 Normalización de la resistencia a la penetración de cono

Aunque la resistencia a la penetración de cono es comúnmente corregida solo por esfuerzo de sobrecarga, resultando en el término (q_{c1N}) , esta resistencia normalizada, corregida por esfuerzo de sobrecarga (q_{c1N}) , esta dada por:

$$q_{c1N} = C_Q(q_c / P_a) \quad (2.46)$$

donde

$$C_Q = (P_a / \sigma'_{vo})^n \quad (2.47)$$

C_Q es un factor de normalización para la resistencia a la penetración de cono, P_a es igual a 100 kPa o aproximadamente una atmósfera de presión en cualquier sistema de unidades usado para σ'_{vo} , y q_c es la resistencia a la penetración de cono medida en campo. Para los

datos CPT en depósitos poco profundos, generalmente es aplicado un valor máximo de C_Q de 2.0. El valor del exponente, n , es dependiente de las características granulométricas del suelo en un rango de 0.5 para arenas limpias a 1.0 para arcillas.

La relación de fricción CPT (resistencia lateral, f_s , dividida por la resistencia por punta del cono, q_c) generalmente se incrementa con el incremento del contenido de finos y plasticidad del suelo. Robertson y Wride sugirieron que las características granulométricas apropiadas, tales como el tipo de suelo y una estimación burda del contenido de finos, llamado contenido aparente de finos, puede ser estimado directamente de la información CPT para suelos arenosos. La relación recomendada por Robertson y Wride es reproducida en la Figura 2.10. El límite entre los tipos de suelo 2 a 7 en la Figura 2.10 puede ser aproximado como círculos concéntricos. El radio de cada círculo, referido como el índice de comportamiento del tipo de suelo, I_c , es calculado de la siguiente ecuación:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \text{Log } F)^2]^{0.5} \quad (2.48)$$

donde

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a][P_a/\sigma'_{vo}]^n \quad (2.49)$$

y

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\% \quad (2.50)$$

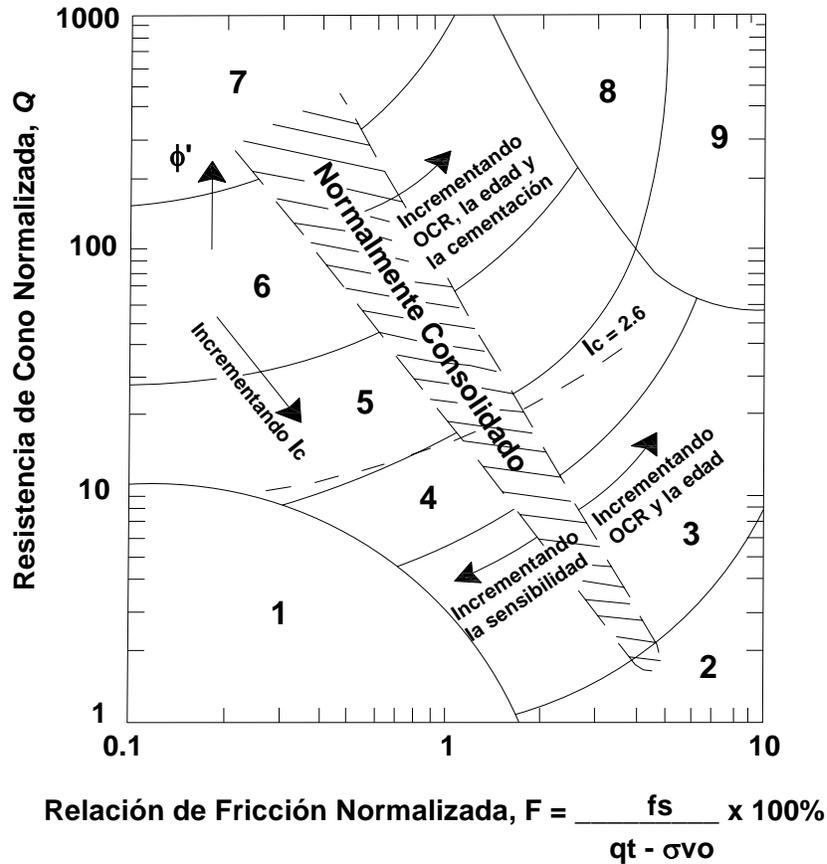
El comportamiento mostrado en la Figura 2.10 fue desarrollado usando un exponente, n , de 1.0, que es el valor apropiado para suelos arcillosos. Sin embargo, para arenas limpias, un exponente de valor 0.5 es más apropiado y un valor intermedio entre 0.5 y 1.0 será apropiado para arenas limosas y arcillosas. Robertson y Wride recomendaron el siguiente procedimiento para seleccionar un exponente y calcular el índice de comportamiento del tipo de suelo, I_c .

El primer paso es diferenciar los tipos de suelo caracterizados como arcillas de otros tipos de suelos caracterizados como arenas y limos usando la Figura 2.10. Esta diferenciación es hecha asumiendo un exponente, n , de 1.0 (características de arcilla) y realizando los siguientes cálculos. Para arcillas, la resistencia a la penetración CPT normalizada adimensional, Q , es definida como:

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a][P_a/\sigma'_{vo}]^{1.0} = [(q_c - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}] \quad (2.51)$$

Si el I_c es calculado con un exponente de 1.0 es mayor que 2.6, el suelo es clasificado como arcilloso y es considerado también arcilla susceptible a licuarse. Sin embargo, algunas muestras deben ser tomadas y probadas para confirmar el tipo de suelo y su resistencia a la licuación. Un criterio, tal como el criterio Chino, puede ser aplicado para confirmar que el suelo es no licuable. El llamado criterio Chino, como fue definido por Seed e Idriss, estipula que la licuación solo puede ocurrir si se satisfacen las siguientes tres condiciones:

- 1) El contenido de arcilla (partículas menores a 5μ) es menor que el 15%, por peso.
- 2) El límite líquido es menor que el 35%.
- 3) El contenido de humedad natural es menor que 0.9 veces el límite líquido.



- | | |
|---|---|
| 1. Sensitivo, granulometría fina | 6. Arenas - arena limpia a arena limosa |
| 2. Suelos orgánicos - turbas | 7. Arena gravosa a arena densa |
| 3. Arcillas - arcillas limosas a arcillas | 8. Arena muy rígida a arena arcillosa* |
| 4. Mezclas de limos - limos arcillosos a arcillas limosas | 9. Muy denso, granulometría fina* |
| 5. Mezclas de arenas - arena limosa a limo arenoso | |

* Ligeramente preconsolidado o cementado

Figura 2.10 Comportamiento del suelo basado en CPT

Si el I_c es menor que 2.6, el suelo muy probablemente será de naturaleza granular y Q será recalculada usando un exponente, n , de 0.5. Para este cálculo, C_Q también será calculado con un exponente, n , de 0.5 (ecuación 2.47), y q_{cIN} (calculado de la ecuación 2.46) sustituido por Q en la ecuación 2.48. Entonces I_c será recalculado usando la ecuación 2.48. Si el I_c recalculado es menor que 2.6, el suelo podrá ser clasificado como no plástico y granular, y este I_c puede ser usado para estimar la resistencia a la licuación. Sin embargo, si el I_c recalculado es mayor que 2.6, el suelo probablemente es muy limoso y posiblemente plástico. En esta instancia, q_{cIN} será recalculado de la Ecuación 2.46 usando un exponente



intermedio, n , de 0.7 en la Ecuación 2.47 y I_c será recalculado de la Ecuación 2.48 usando el valor recalculado de q_{c1N} . Entonces este I_c intermedio es usado para calcular la resistencia a la licuación. En este caso, debe ser recuperada y probada una muestra de suelo para verificar el tipo de suelo y mediante otro criterio, tal como el criterio Chino, verificar si el suelo es licuable.

A causa de que la relación entre I_c y el tipo de suelo es bastante aproximada, todos los suelos caracterizados por un I_c de 2.4 o mayor deben ser muestreados y probados para confirmar el tipo de suelo y para probar su licuabilidad con otro criterio. También, los estratos de suelo caracterizados por un I_c mayor que 2.6, pero con una relación de fricción normalizada, F , menor que 1.0% (región 1 de la Figura 2.10) pueden ser muy susceptibles y por lo tanto también serán muestreados y probados, ya que este tipo de suelos sensibles pueden sufrir un severo reblandecimiento e igual disminución de resistencia bajo condiciones de carga sísmica.

2.3.3.2 Cálculo de la resistencia normalizada equivalente de la penetración de cono en arenas limpias, $(q_{c1N})_{cs}$

Para corregir la resistencia a la penetración normalizada, (q_{c1N}) , de arenas con finos o una arena limpia de valor equivalente, $(q_{c1N})_{cs}$, para su uso en el cálculo de la resistencia a la licuación, CRR, es aplicada la siguiente relación:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (2.52)$$

donde el factor de corrección CPT para las características granulométricas, K_c , es definido por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \quad (2.53a)$$

$$\text{Para } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad (2.53b)$$

Entonces tenemos que, I_c es una función de la plasticidad y otros factores además del contenido de finos. Así, cuando se usa información CPT, el I_c debe ser calculado de la Ecuación 2.48 en lugar de ser estimado del contenido de finos medido.

La curva K_c vs I_c definida por las ecuaciones 2.53a y 2.53b se muestra en la Figura 2.11. Para un I_c mayor que 2.6, la curva es mostrada como una línea segmentada, indicando que también los suelos plásticos o con mucha arcilla son muy susceptibles a licuarse.

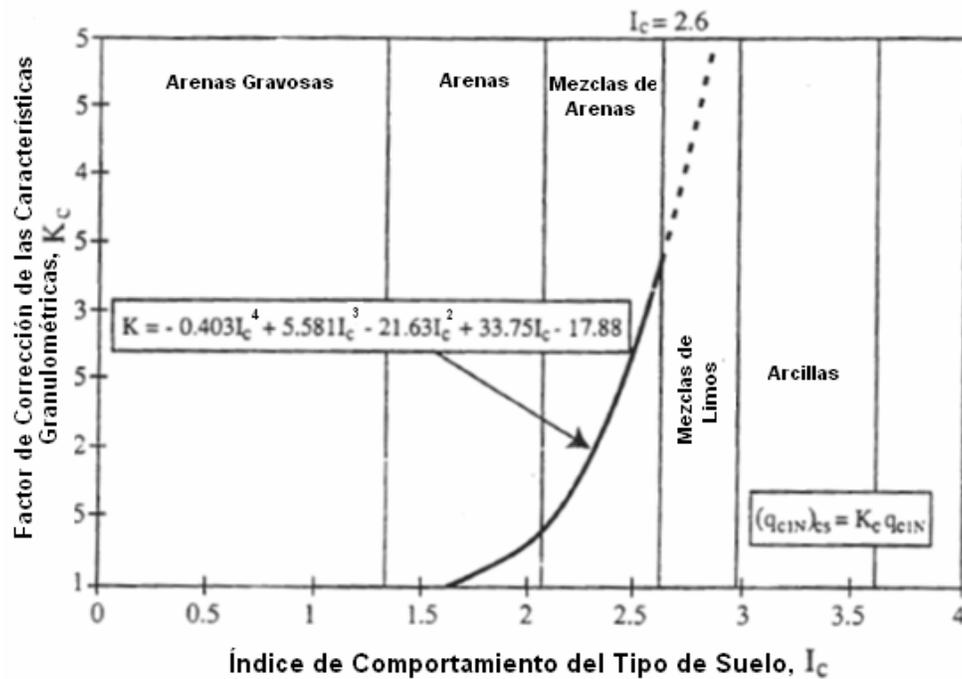


Figura 2.11 Factor de corrección de las características granulométricas, K_c , para la determinación de la resistencia equivalente CPT de arenas limpias.

Con un I_c y K_c apropiados, las Ecuaciones 2.45 y 2.53 pueden ser usadas para calcular la $CRR_{7.5}$. Para ajustar la CRR a magnitudes menores o mayores que 7.5, la $CRR_{7.5}$ calculada se multiplica por un factor de escala de magnitud apropiado. Los mismos factores de escala de magnitud son usados tanto con datos CPT como con SPT o datos de la velocidad de onda de cortante.

2.3.3.3 Corrección de la resistencia a la penetración de cono para estratos de suelo de pequeño espesor

Tal como indican estudios teóricos de laboratorio, la resistencia a la penetración de cono es influenciada por estratos blandos o rígidos sobre o bajo la punta del cono. Como resultado, la CPT usualmente no medirá la resistencia a la penetración completa en estratos delgados de arena intercalados entre estratos de suelos blandos. La distancia a la cual la resistencia a la penetración de la punta de cono es influenciada por una interfaz cercana se incrementa con el reblandecimiento de los suelos rígidos. En arcillas blandas o arenas sueltas, la distancia de influencia puede ser tan pequeña como 2 o 3 diámetros del cono.

En arcillas rígidas o arenas densas, la distancia de influencia puede ser tan grande como 20 diámetros de cono. (El diámetro del cono estándar de 10 cm^2 es de 36 mm.). Basado en una solución elástica simplificada, Vreugdenhil desarrolló un procedimiento para estimar la resistencia total a la penetración de cono de estratos delgados y densos ubicados dentro de estratos blandos. En base a este modelo, Robertson y Fear sugirieron un factor de

corrección para la resistencia a la penetración de cono, K_H , como una función del espesor del estrato como se muestra en la Figura 2.12. La corrección aplica solo para estratos delgados y rígidos encajados dentro de estratos blandos gruesos. Robertson y Fear recomendaron unas correcciones conservadoras correspondientes a $q_{cA}/q_{cB} = 2$. La ecuación para evaluar el factor de corrección, K_H , es:

$$K_H = 0.5 [(H/1,000) - 1.45]^2 + 1.0 \quad (2.54)$$

donde H es el espesor en mm del estrato intercalado y q_{cA} y q_{cB} son las resistencias a la penetración de cono del estrato blando y el estrato rígido, respectivamente.

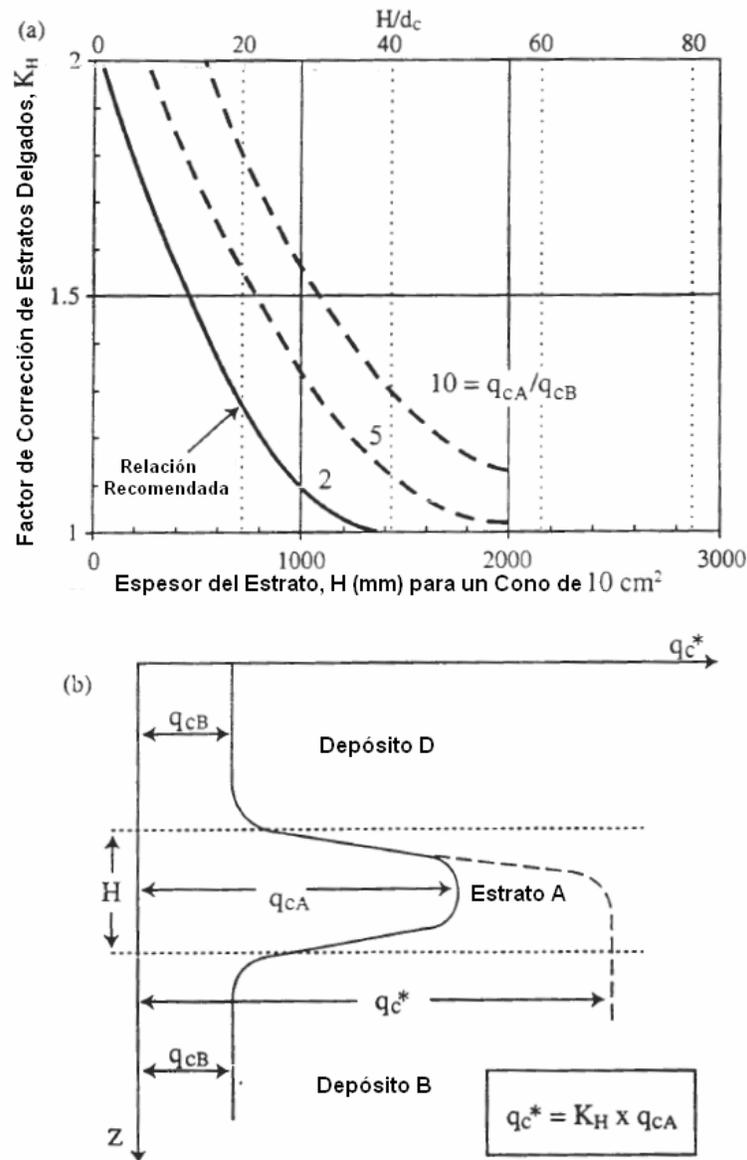


Figura 2.12 Factor de corrección de estratos de poco espesor, K_H , para la determinación de la resistencia CPT en estos estratos

2.3.4 Velocidad de onda de cortante

El uso de V_S como un índice de campo de resistencia a la licuación es justificado en base a que ambos, tanto V_S como CRR, son similarmente influenciados por una relación de vacíos, esfuerzos efectivos de confinamiento, historia de esfuerzos y edad geológica.

2.3.4.1 Criterio para la evaluación de la resistencia a la licuación

Robertson propuso un procedimiento de cálculo de licuación basado en esfuerzos usando datos de campo de sitios en el Valle Imperial, California. Así, V_S se normalizó por:

$$V_{S1} = V_S (P_a / \sigma'_{vo})^{0.25} \quad (2.55)$$

Donde P_a es un esfuerzo de referencia de 100 kPa. Robertson eligió para modificar V_S en términos de σ'_{vo} seguir el procedimiento tradicional estándar para modificación y pruebas de resistencia a la penetración de cono. El límite de resistencia a la licuación (curva CRR) determinado para magnitudes de sismo de 7.5 (Figura 2.13a), se trazó con datos calculados de varios sitios de campo donde ocurrió o no licuación. La relación de esfuerzos cíclicos se calculó usando estimaciones de a_{max} para la más grande de las dos componentes horizontales de aceleración del suelo que habrían ocurrido en el sitio en ausencia de licuación.

Los límites subsecuentes de resistencia a la licuación propuestos por Kayen y Lodge para magnitud de sismos de 7.0 (Figura 2.13b) son curvas basadas en datos del comportamiento de campo del sismo de Loma Prieta en 1989. Las relaciones propuestas por Lodge proporcionan un límite conservador más bajo para casos históricos de licuación con V_{S1} menor que 200 m/s. La relación de Robertson es la más conservadora.

El profesor Ricardo Dobry sugirió una relación entre la relación de resistencia cíclica y V_{S1} para la deformación por cortante cíclica promedio, γ_{av} , de la forma:

$$CRR = \tau_{av} / \sigma'_{vo} = f(\gamma_{av}) V_{S1}^2 \quad (2.56)$$

donde γ_{av} es la constante de deformación por cortante promedio. Esta fórmula soporta una trayectoria de CRR pasando por el origen y proporciona una aproximación para extrapolar más allá de los límites de la información disponible de campo, por lo menos para los valores mas bajos de V_{S1} ($V_{S1} \leq 125$ m/s).

Para valores altos de V_{S1} , Andrus y Stokoe razonaron que el límite CRR será asintótico para cualquier valor limitante de V_{S1} . Este límite es causado por la tendencia de suelos granulares densos a exhibir comportamiento dilatante en grandes deformaciones. Así la Ecuación 2.56 es modificada a:

$$\tau_{av}/\sigma'_{vo} = CRR = a(V_{S1}/100)^2 + b/(V_{S1c} - V_{S1}) - b/V_{S1c} \quad (2.57)$$

donde V_{S1c} es el valor crítico de V_{S1} , que separa el comportamiento contractivo y dilatante, y a y b son los parámetros apropiados de la curva.

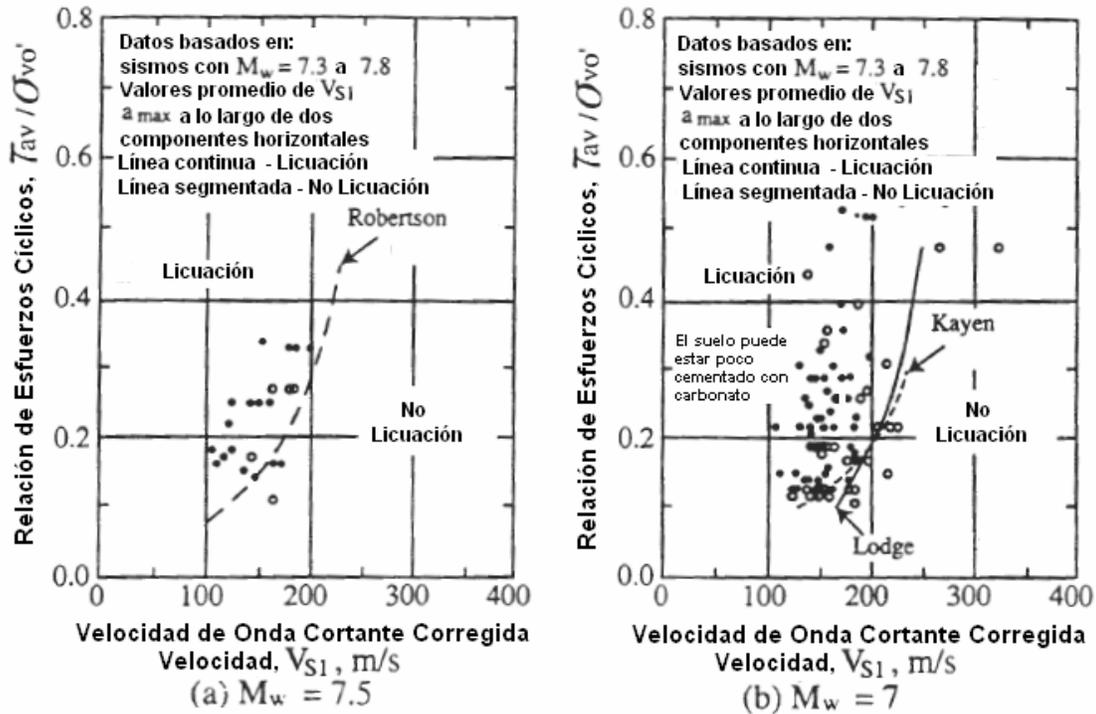


Figura 2.13 Gráficas CSR basadas en la velocidad de onda de corte corregida sugeridas por (a) Robertson y (b) Kayen y Lodge

Usando la relación entre V_{S1} y CRR expresada por la ecuación 2.57, Andrus y Stokoe hicieron curvas para separar datos de sitios donde los efectos de la licuación fueron o no observados. Los mejores valores de ajuste para las constantes a y b fueron 0.03 y 0.9, respectivamente, para sismos de magnitud igual a 7.5. Andrus y Stokoe también determinaron los siguientes valores de mejor ajuste para V_{S1c} :

$V_{S1c} = 220$ m/s para arenas y gravas con contenido de finos menor a 5%

$V_{S1c} = 210$ m/s para arenas y gravas con contenido de finos sobre el 20%

$V_{S1c} = 200$ m/s para arenas y gravas con contenido de finos mayor que 35%

La Ecuación 2.57 puede ser escalada a otra magnitud de valores con el uso de factores de escala de magnitud.

2.3.5 Prueba de penetración Becker

Las mediciones de CPT y SPT generalmente no son confiables en suelos con gravas, ya que las partículas grandes de grava pueden interferir con la deformación normal de los materiales del suelo alrededor del penetrómetro incrementando la resistencia a la penetración. Debido a esto, la prueba de penetración Becker (BPT) ha sido una de las más efectivas y ampliamente usadas en estos casos.

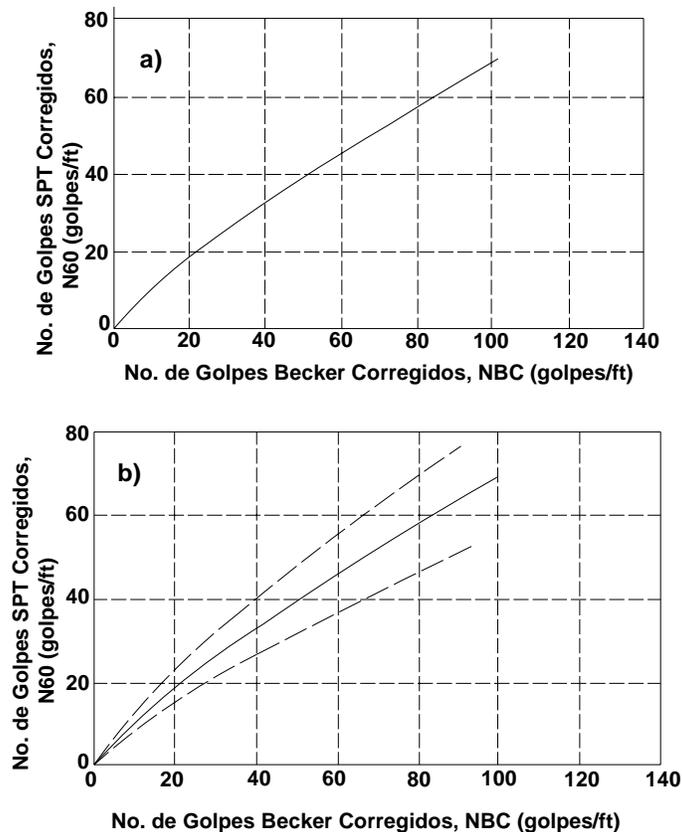


Figura 2.14 Correlación entre la resistencia a la penetración Becker, NBC, y la resistencia SPT corregida, N60, (a) Harder y Seed; (b) Datos de sitios adicionales

La BPT consiste en una camisa doble de 3 metros de longitud hincada en el suelo con un martillo dirigido de doble acción diesel. Los impactos del martillo son aplicados en la tapa de la camisa y la penetración es continua. La resistencia a la penetración Becker es definida como el número de golpes requeridos para hincar la camisa una longitud de 300 mm.

La BPT no ha sido estandarizada y han sido utilizados varios tipos de equipo diferentes. También, solo algunos conteos de golpes BPT han sido medidos en sitios donde ha ocurrido licuación. Así, la BPT no ha sido correlacionada directamente con la resistencia a la licuación, pero es usada para estimar el número de golpes SPT equivalentes aunque sea una correlación empírica. El número de golpes SPT equivalentes es entonces usado para



estimar la resistencia a la licuación. Para varios sitios donde ambas pruebas BPT y SPT fueron conducidas en sondeos paralelos, Harder y Seed desarrollaron una correlación preliminar entre la resistencia a la penetración Becker y la Estándar (Figura 2.14a). Una información comparativa adicional compilada desde 1986 es mostrada en la Figura 2.14b. La curva original de correlación de Harder y Seed (línea sólida) es dibujada en la Figura 2.14b con curvas punteadas representando el 20% sobre y bajo las predicciones del número de golpes SPT. Estos trazos indican que el número de golpes puede ser estimado aproximadamente de mediciones BPT.

La fricción a través del hincado de la camisa también influye en la resistencia a la penetración. Harder y Seed no evaluaron los efectos de la fricción de la camisa; por lo tanto la correlación de la Figura 2.14b intrínsecamente incorpora la fricción de la camisa. Sin embargo, sigue habiendo una preocupación por profundidades mayores de 30 metros y para mediciones de resistencia a la penetración en suelos blandos subyacentes a gruesos depósitos de suelo denso, ya que en cualquiera de estas circunstancias podría conducir a una gran fricción de la camisa.

2.3.6 Factores de escala para tomar en cuenta la magnitud del sismo

En el desarrollo del procedimiento simplificado, Seed e Idriss compilaron una importante base de datos de sitios donde ocurrió o no la licuación durante sismos de magnitudes cercanas a 7.5. Los análisis fueron hechos de estos datos para calcular relaciones de esfuerzos cíclicos (CSR) y valores $(N_1)_{60}$ para varios sitios donde los efectos de la licuación fueron o no observados en la superficie. Los resultados de sitios de arenas limpias (contenido de finos $\leq 5\%$) fueron trazados en un diagrama CSR contra $(N_1)_{60}$. Una versión actualizada de ese diagrama es mostrado en la Figura 2.8. Se dibujó una curva determinista para separar las regiones con datos indicativos de licuación (símbolos sólidos) de las regiones con datos indicativos de no licuación (símbolos abiertos). Donde había mezcla de datos, la curva fue conservadoramente colocada para asegurar que los datos indicativos de licuación se trazaran sobre o a la izquierda de la curva límite. Esta curva, llamada curva base simplificada o curva $CRR_{7.5}$, es relativamente obligada por datos empíricos entre CRS de 0.08 y 0.35 y es lógicamente extrapolada a valores altos y bajos más allá de ese rango. Es recomendable, como se muestra en la Figura 2.8, inclinar la parte baja de la curva base simplificada para intersectar la ordenada del diagrama sobre un CRR de 0.05.

Para ajustar la curva base simplificada a magnitudes menores o mayores de 7.5, Seed e Idriss (1982) introdujeron unos factores de corrección llamados “factores de escala de magnitud”. Estos factores son usados para escalar la curva base simplificada hacia arriba o hacia abajo en el diagrama CSR contra $(N_1)_{60}$.

Para ilustrar la influencia de los factores de magnitud de escala en el riesgo calculado, la ecuación para el factor de seguridad (FS) contra la licuación puede ser escrita en términos de CRR, CSR y MSF como sigue:

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR) MSF \quad (2.58)$$

donde $CRR_{7.5}$ es la relación de resistencia cíclica determinada para sismos de magnitud 7.5 usando la Figura 2.8 o la ecuación 4 para datos SPT, la Figura 2.9 para datos CPT o la Ecuación 2.57 para datos de V_{S1} . La ecuación 2.58 demuestra que el factor de seguridad contra el desarrollo de la licuación en un sitio es directamente proporcional al factor de escala de magnitud seleccionado.

2.3.6.1 Factores de escala de Idriss

En la preparación de su conferencia conmemorativa de H.B. Seed, el M.I. Idriss reevaluó la información que el y el mencionado profesor Seed usaron para calcular el factor de escala de magnitud original. Idriss nuevamente trazó la información en un diagrama log-log y encontró que los datos trazaban una línea recta. Observó que un punto más lejano del afloramiento había influenciado fuertemente el análisis original, causando que el diagrama original sea no lineal y caracterizado por valores bajos indebidos para magnitudes menores a 7.5. Basado en esta reevaluación, Idriss definió una nueva serie de factores de escala de magnitud. Estos factores son trazados en la Figura 2.15 y son definidos por la siguiente ecuación:

$$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56} \quad (2.59)$$

Idriss recomendó estos factores de escala revisados en lugar de los factores originales para su uso en la ingeniería.

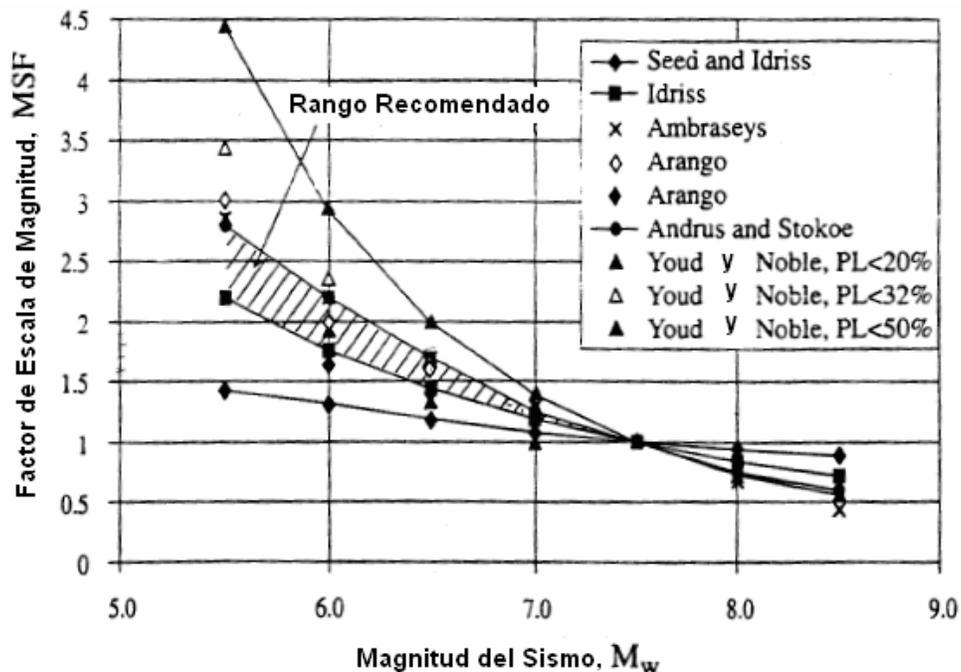


Figura 2.15 Factores para considerar la magnitud del sismo establecidos por varios investigadores



Los factores de escala modificados son significativamente mayores que los originales para magnitudes menores que 7.5 y un poco más pequeños para magnitudes mayores a 7.5. Relativo a los factores de escala originales, los factores modificados conducen a un riesgo de licuación calculado reducido para magnitudes menores que 7.5 y se incrementa el riesgo calculado para magnitudes mayores que 7.5.

2.3.7 Corrección por altas presiones de confinamiento, esfuerzos cortantes estáticos y edad del depósito de suelo

Los factores de corrección K_σ y K_α fueron desarrollados por Seed (1983) para ajustar la relación de resistencia cíclica (CRR) para sobrecarga estática y grandes esfuerzos de cortante que se incorporan en el desarrollo del procedimiento simplificado. Como es notable, el procedimiento simplificado es solo válido desde sitios a nivel hasta sitios poco inclinados (esfuerzos cortantes bajos) y sobre depósitos menores a 15 metros (bajas presiones de sobrecarga). El factor de corrección K_σ amplía las relaciones cíclicas para altas presiones de sobrecarga, mientras que el factor de corrección K_α permite la extensión del procedimiento simplificado para taludes en condiciones de suelo más inclinado. Debido a que no hay casos históricos disponibles para ayudar a definir estos factores de corrección, han sido usados los resultados de los programas de prueba de laboratorio para el desarrollo de las correcciones para la práctica de la ingeniería.

2.3.7.1 Factor de corrección K_σ

Pruebas de compresión triaxial isotrópicamente consolidadas, cargadas cíclicamente, muestran que mientras la resistencia a la licuación de un suelo se incrementa con el incremento de la presión de confinamiento, la resistencia, medida por la relación de esfuerzos cíclicos, es una función no lineal que decrece con el incremento de esfuerzos normales. Para incorporar el efecto no lineal del decremento de la relación de esfuerzos cíclicos con el incremento de la presión de confinamiento, Seed (1983) recomendó la incorporación de un factor de corrección, K_σ , para presiones de sobrecarga mayores a 100 kPa. Este factor permite la corrección de los resultados obtenidos del procedimiento simplificado para presiones de sobrecarga, que son mayores que los generalmente existentes en la base de datos de observación de la cual fue derivado el procedimiento. Debido a la carencia de información de casos históricos, la extrapolación del procedimiento simplificado para profundidades mayores a 15 metros usando los factores K_σ producen resultados, tales como factores de seguridad, que son menos certeros que en profundidades menores.

Los valores K_σ desarrollados por Seed (1983) fueron obtenidos por las normalización de las relaciones de resistencia cíclica de pruebas de compresión triaxial cíclicas consolidadas isotrópicamente a valores CRR asociados con una presión efectiva de confinamiento de 100 kPa. Para presiones de confinamiento mayores a 100 kPa, el factor de corrección es menor a 1 y decrece con el incremento de presión. Los análisis originales hechos por Seed (1983) arrojaron un grupo de factores K_σ sugeridos que decrecen aproximadamente lineales con una presión efectiva de sobrecarga con un valor de 1.0 a 100 kPa a valores que se extienden

alrededor de 0.40 a 0.65 en 800 kPa (Figura 2.16). Seed y Harder (1990) analizaron información adicional y sugirieron bajar generalmente los valores que son definidos por una sola curva cóncava con un valor K_σ de 0.44 en una presión efectiva de confinamiento de 800 kPa. Pruebas cíclicas de cortante simple a volumen constante en arenas limpias y derivaron pequeños decrementos en K_σ . De las pruebas en minas de jales y en arenas de Ottawa y Frazer Delta (Figura 2.16), varios investigadores calcularon valores para K_σ que se extienden alrededor de 0.75 a 0.90 para presiones efectivas de confinamiento de 1,000 kPa. Estos análisis indican que una densidad relativa baja generalmente produce valores de K_σ altos. Varios análisis confirman la considerable variabilidad en los valores K_σ derivados y que los factores desarrollados por Seed y Harder fueron excesivamente conservadores.

En base a la revisión de los resultados de las pruebas presentados por Harder y Boulanger, es posible apreciar que los valores de Seed y Harder para K_σ fueron también conservadores y se recomienda un incremento para su uso en la práctica de la ingeniería. Los valores de K_σ presentados por la curva en la Figura 2.17 deben ser los valores mínimos para la práctica de la ingeniería en arenas limpias, arenas limosas y para gravas.

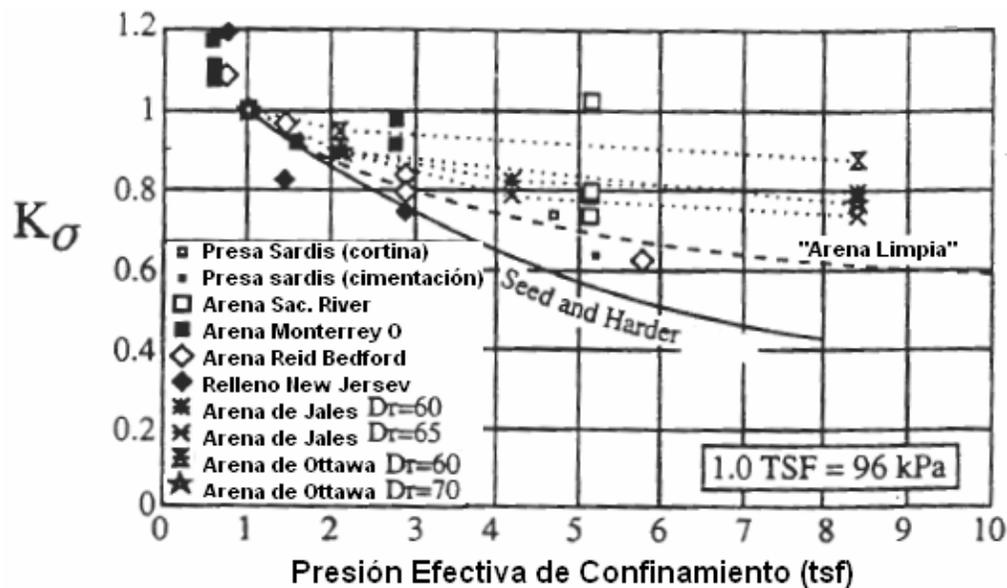


Figura 2.16 Valores K_σ establecidos por varios investigadores

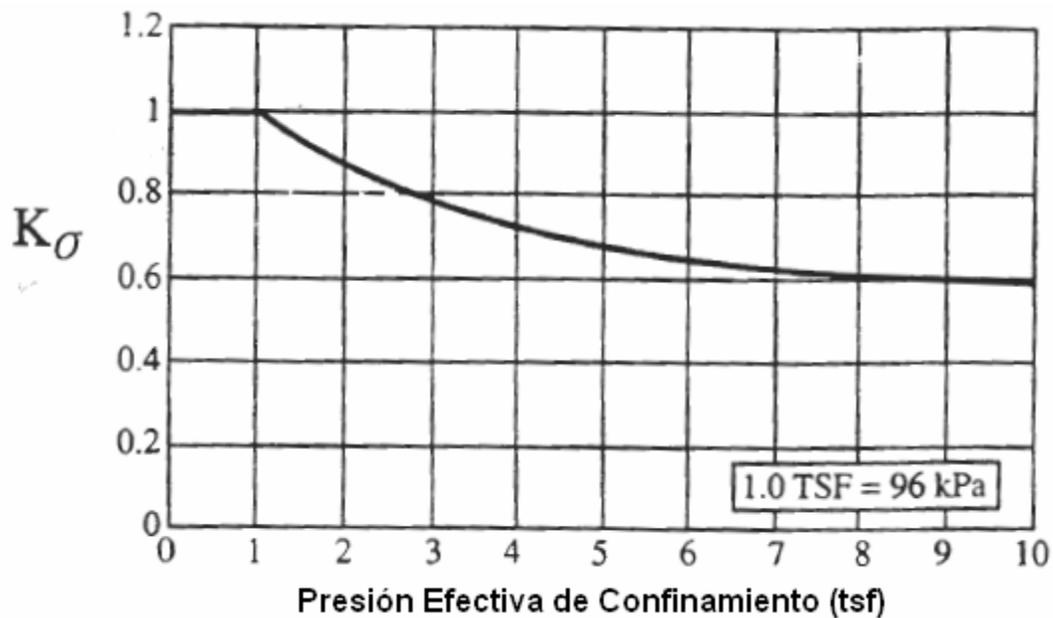


Figura 2.17 Valores mínimos para K_σ recomendados para arenas limpias, arenas limosas y gravas

2.3.7.2 Factor de corrección K_α para terrenos con superficie inclinada

Un terreno inclinado induce cortante estático dentro del cuerpo de una masa de suelo antes del inicio de las vibraciones del sismo. La magnitud relativa del cortante estático, τ_{st} , en el plano horizontal puede ser determinada por la normalización de esta con respecto a los esfuerzos verticales efectivos, σ'_{vo} . Los parámetros resultantes son llamados relación alfa, donde $\alpha = \tau_{st} / \sigma'_{vo}$. Para condiciones de terreno a nivel, la relación alfa es igual a cero.

Para incorporar el efecto de los esfuerzos cortantes estáticos, debido a la pendiente del terreno, en la resistencia a la licuación de suelos, Seed recomendó el uso de un factor de corrección, K_α . Este factor es usado para corregir los resultados obtenidos del procedimiento simplificado para sitios desde nivel hasta inclinados con esfuerzo cortante estático constante.

3. Caso de estudio: presa Arkabutla

3.1 Antecedentes

La presa Arkabutla se encuentra ubicada al norte del Mississippi, 48 Km al sur de Memphis, Tennessee, al oeste de la autopista interestatal 55, y forma parte del sistema de control de avenidas a lo largo del río Mississippi. El 15 de junio de 1936 fue autorizado el proyecto para construcción, entrando en operación hasta 1943. Aunque el objetivo principal del proyecto obedece al control de avenidas, los recursos adicionales que ofrecen tanto del cuerpo de agua de la presa como las tierras que la rodean, han resultado en un importante beneficio regional, ya que se utilizan como espacios para la recreación pública, la pesca, conservación de los recursos forestales y preservación de los recursos biológicos.

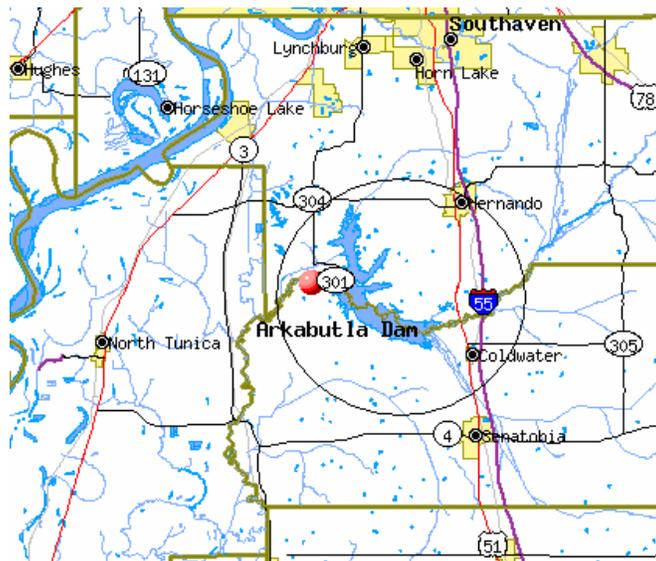


Figura 3.1 Localización de la presa Arkabutla

En los análisis dinámicos unidimensionales presentados aquí se analizaron cuatro columnas de suelo a través de la cimentación y del terraplén usando el programa SHAKE. Se estimaron los valores $(N_1)_{60}$ críticos para las arenas con un contenido de finos de 5 y 35% y para un factor de la seguridad contra la licuación de 1.0.



El procedimiento general para el análisis consistió en los siguientes pasos:

1. Revisión de la información disponible sobre las condiciones relevantes del terraplén y la cimentación para el análisis de la respuesta dinámica de la presa y la evaluación de los valores límites $(N_1)_{60}$. Tal información incluye registros de investigación, perfiles de suelo, resultados de pruebas de laboratorio y mediciones de la velocidad de onda cortante.
2. Selección de las columnas de suelo representativas y caracterización de las propiedades de los materiales para el análisis.
3. Análisis de la respuesta dinámica de las columnas de suelo seleccionadas para el sismo de diseño, usando el programa SHAKE. Desarrollo de los análisis paramétricos para evaluar los efectos de las incertidumbres respecto a los factores dominantes del análisis, tales como profundidad a la roca de fondo, reducción del módulo de rigidez y relaciones de amortiguamiento para los suelos del sitio y el estrato donde se aplica el sismo de diseño.
4. Evaluación de los valores $(N_1)_{60}$ críticos en base a los resultados generados de los análisis de SHAKE.

3.1.1 Condiciones generales

La presa de Arkabutla es un terraplén de suelo compactado, aproximadamente de 20 m de altura y 3,260 m de longitud. El terraplén se compone principalmente de arcilla compactada de baja plasticidad (IP entre 6 y el 12%). En base a la información geológica y geotécnica disponible se pueden identificar tres unidades geológicas principales en la cimentación de la presa. Secuencialmente con la profundidad estas son:

- 1) Un estrato formado principalmente de limos arcillosos y de arcillas limosas que es denominado como estrato superior, cuyo rango del índice de plasticidad de las arcillas y los limos varía entre 12 y el 20%.
- 2) Un estrato compuesto principalmente de arenas sueltas a medianamente densas denominado substrato.
- 3) Depósitos terciarios de arcillas duras y arenas arcillosas y limosas muy densas. Las arcillas tienen comúnmente un índice de plasticidad cercano al 30%. La profundidad de estos depósitos varía a través de la longitud de la presa; siendo menor hacia el lado izquierdo y mayor cerca de la sección media de la presa donde es mayor a 76 m.

3.1.2 Mediciones de la velocidad de onda de cortante

Las velocidades de onda de cortante de los materiales del terraplén y de la cimentación se midieron previamente bajo la cresta de la presa y en la base aguas abajo en las estaciones 166+00 y 186+00. Las velocidades medidas en estos estratos se muestran en las Figuras 3.2 a 3.5. Las mediciones indican que las velocidades sísmicas de los materiales del terraplén varían con la profundidad y a lo largo de la longitud de la presa. La variación con la profundidad se relaciona en parte con el hecho de que el módulo de corte dinámico de

los suelos depende del esfuerzo efectivo de confinamiento, mientras que la variación respecto a la longitud de la presa se relaciona con la variabilidad espacial de los materiales dentro de la presa. Asimismo, las velocidades sísmicas de la cimentación varían de un estrato a otro, y dentro de cada estrato, varían con relación a la profundidad y a la longitud de la presa.

La variación en las velocidades sísmicas con el esfuerzo de confinamiento fue examinada graficando los datos de las velocidades sísmicas contra el esfuerzo efectivo medio para cada material. Las Figuras 3.6 a 3.9 muestran estas graficas para la presa, el estrato superior, la capa inferior y los materiales terciarios, respectivamente. Según lo mostrado en estas gráficas, los datos de la velocidad correlacionan razonablemente bien con el esfuerzo efectivo medido, y considerando que el módulo de cortante dinámico depende del esfuerzo efectivo de confinamiento, se ajusto una recta a los valores graficados, la cual corresponde a la forma:

$$V_s = K \cdot \sigma_m^\alpha$$

donde α es la pendiente de la relación $G-\sigma_m$ y está dentro del rango de valores esperados para este tipo de materiales (Seed e Idriss, 1970; Hardin y Drenevich, 1972).

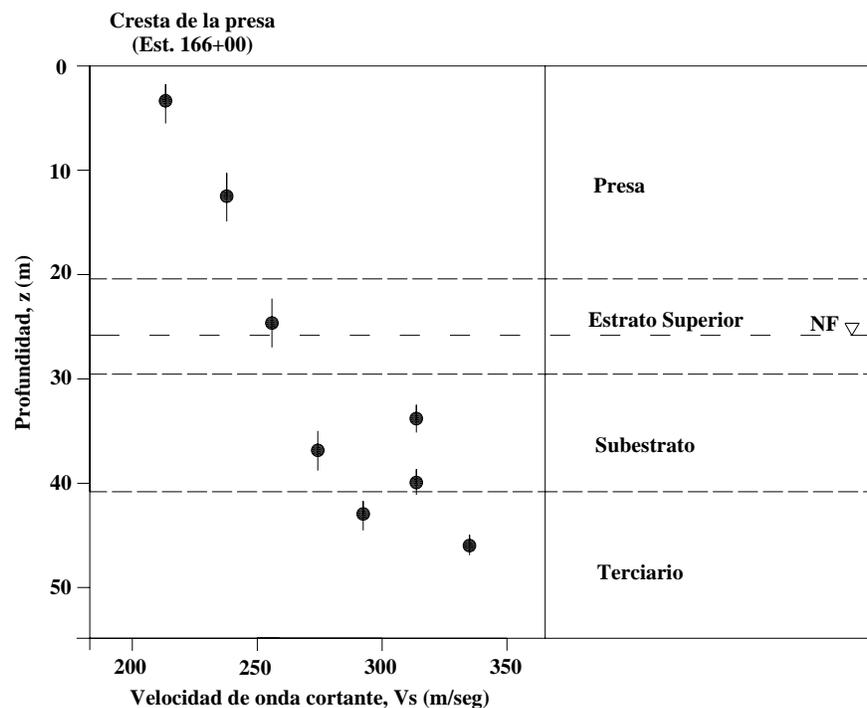


Figura 3.2 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad (Cresta de la presa, estación 166+00)

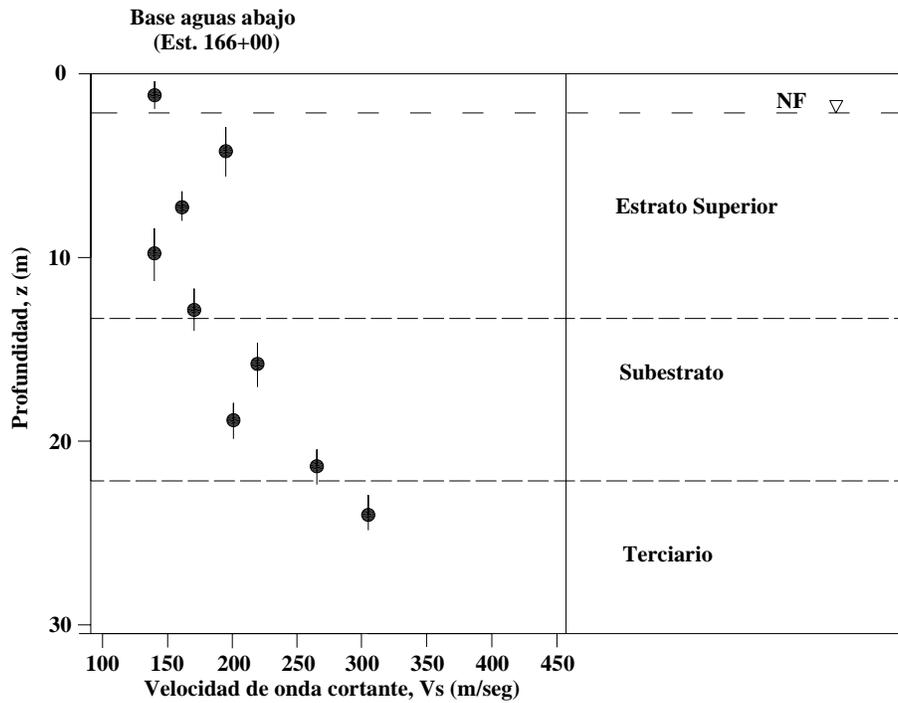


Figura 3.3 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad
(Base aguas abajo, estación 166+00)

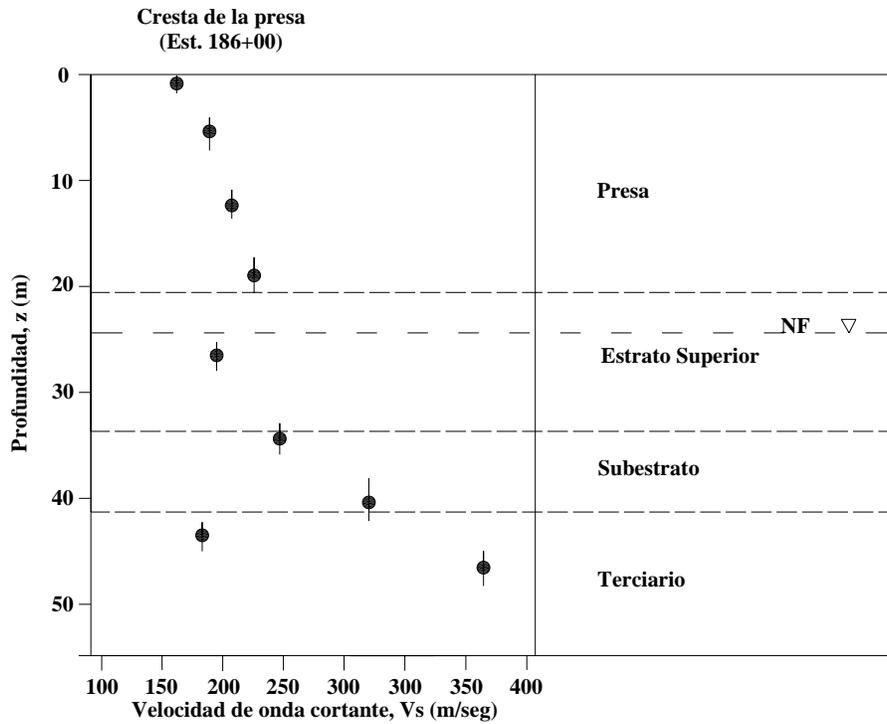


Figura 3.4 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad
(Cresta de la presa, estación 186+00)

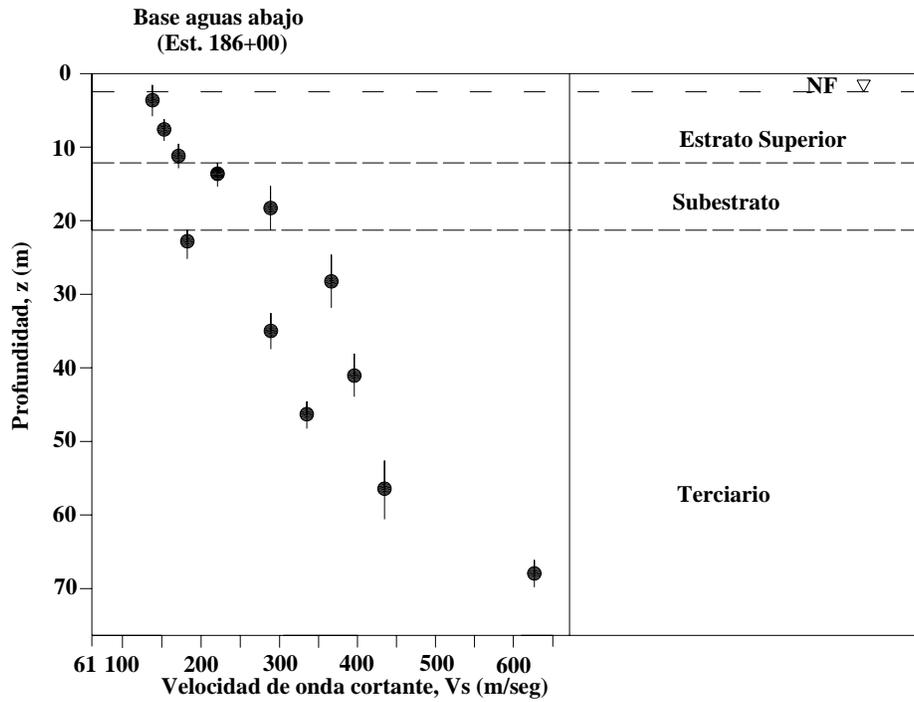


Figura 3.5 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad (Base aguas abajo, estación 186+00)

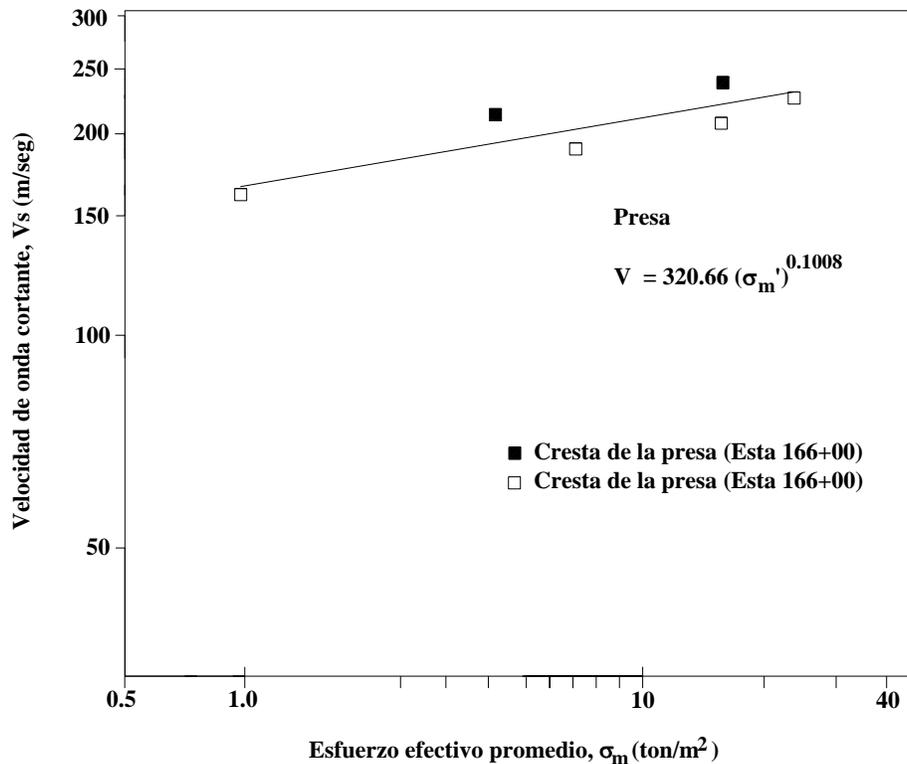


Figura 3.6 Correlación entre la velocidad de onda cortante y el esfuerzo efectivo promedio para los materiales de la presa

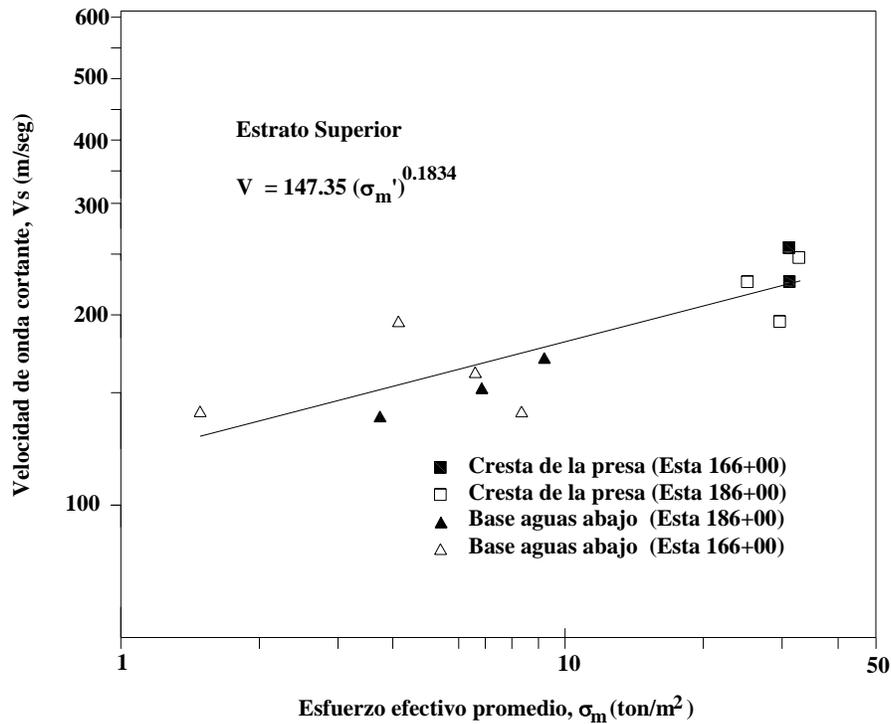


Figura 3.7 Correlación entre la velocidad de onda cortante y el esfuerzo efectivo promedio para los materiales del estrato superior

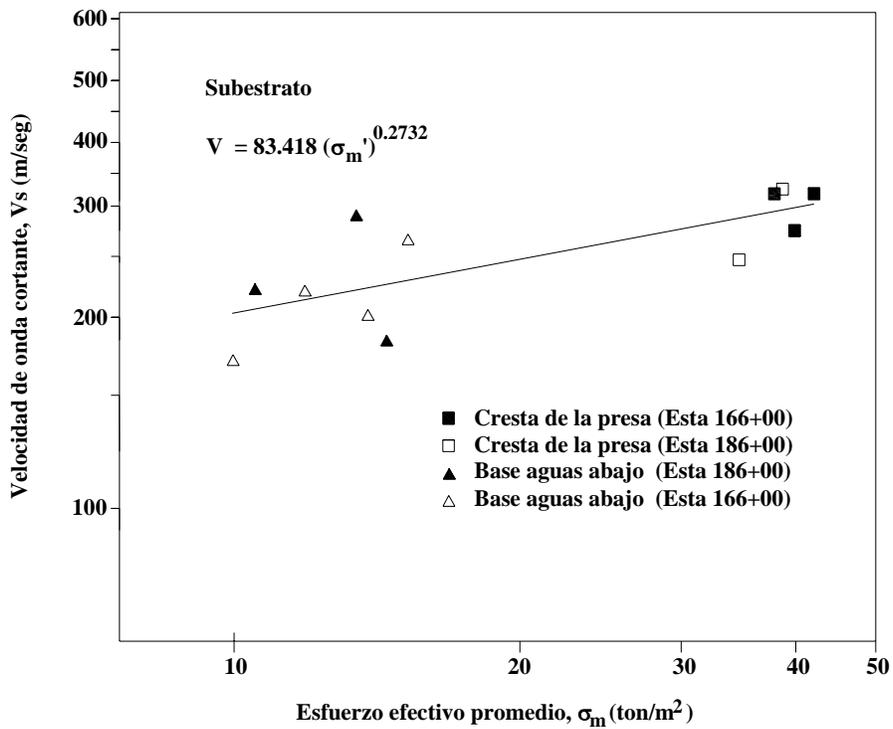


Figura 3.8 Correlación entre la velocidad de onda cortante y el esfuerzo efectivo promedio para los materiales del substrato

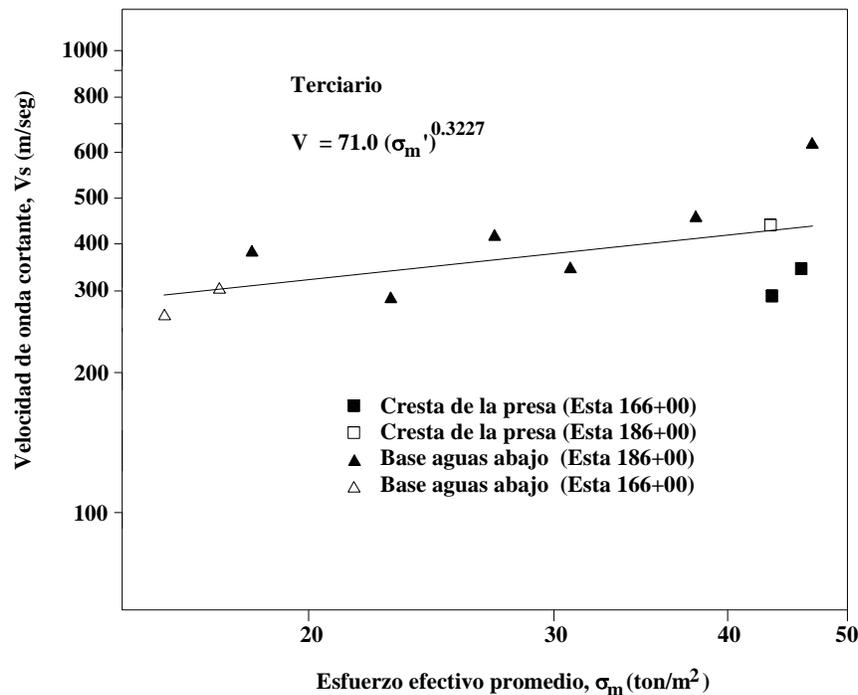


Figura 3.9 Correlación entre la velocidad de onda cortante y el esfuerzo efectivo promedio para los materiales terciarios

3.2 Modelos de análisis y características de los materiales

3.2.1 Perfiles de suelo seleccionados para el análisis

Para considerar la variabilidad de las propiedades de los materiales a través de la longitud de la presa y de los efectos de tal variabilidad en su respuesta dinámica así como de los valores $(N_1)_{60}$ críticos, fueron seleccionados cuatro perfiles de suelo para el análisis. Los perfiles seleccionados corresponden a los sitios donde fueron medidas las velocidades de la onda de cortante de los materiales de la presa y de la cimentación, los cuales se ubican bajo la cresta de la presa y en la base aguas abajo de las estaciones 166+00 y 186+00. Los perfiles bajo la cresta de la presa y en la base aguas abajo de la estación 166+00 se muestran en las Figuras 3.10 y 3.11, respectivamente. Los perfiles que corresponden a la estación 186+00 se muestran en las Figuras 3.12 y 3.13.

De acuerdo con los requisitos de entrada de SHAKE, cada perfil corresponde a un sistema de suelo estratificado horizontalmente que cubre un semiespacio. La roca de base fue asumida como el semiespacio. Debido a que en ninguno de los sondeos en las estaciones 166+00 y 186+00 se encontró roca, la profundidad de la roca de base fue asumida mayor que la profundidad máxima explorada entre estas estaciones (98 m). Debido a esto, se desarrollaron análisis paramétricos con al finalidad de evaluar la sensibilidad de los resultados de los análisis considerando la profundidad asumida de la roca. Dichos análisis se presentan más adelante.

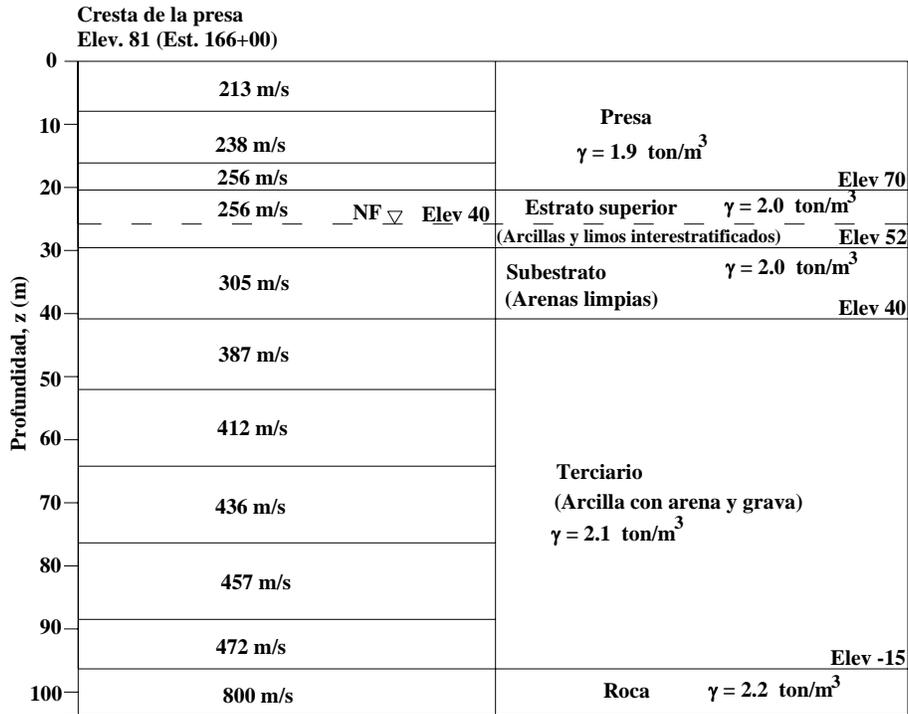


Figura 3.10 Perfil bajo la cresta de la presa en la estación 166+00

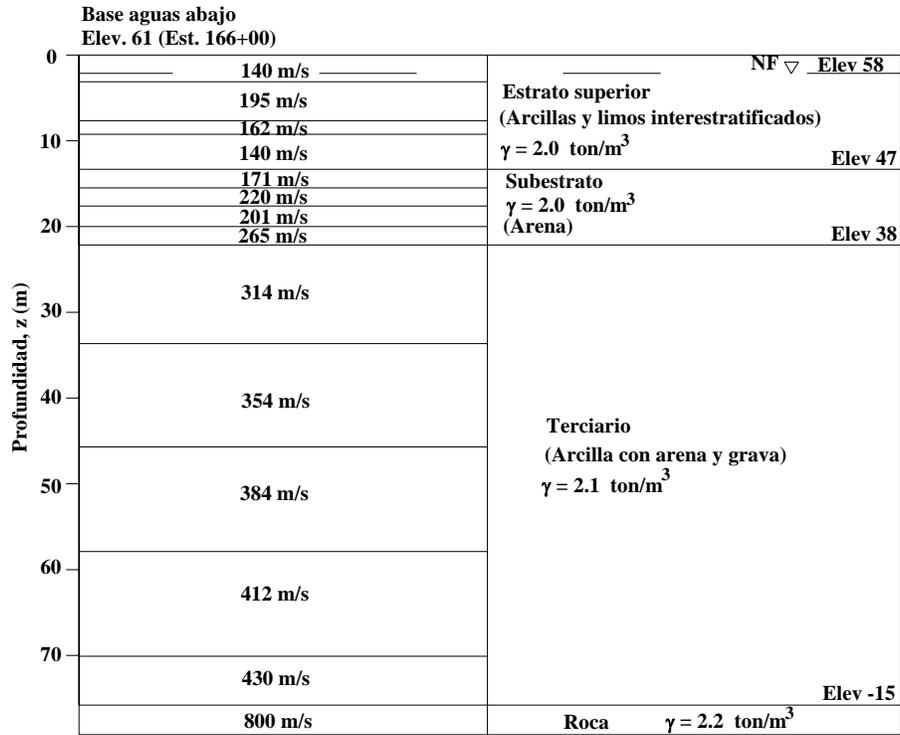


Figura 3.11 Perfil bajo la base aguas abajo en la estación 166+00

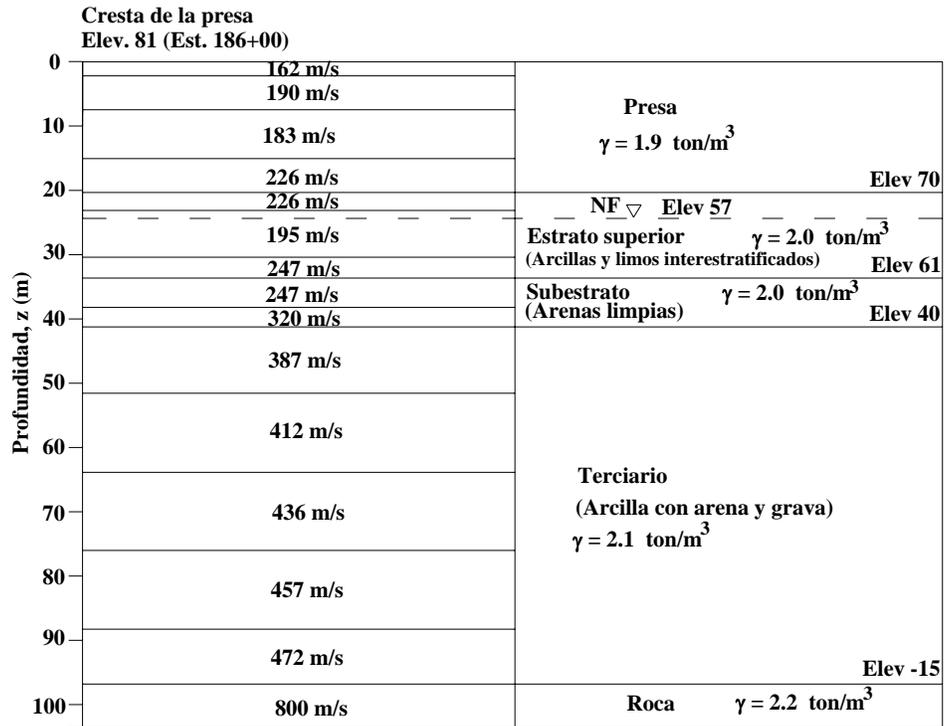


Figura 3.12 Perfil bajo la cresta de la presa en la estación 186+00

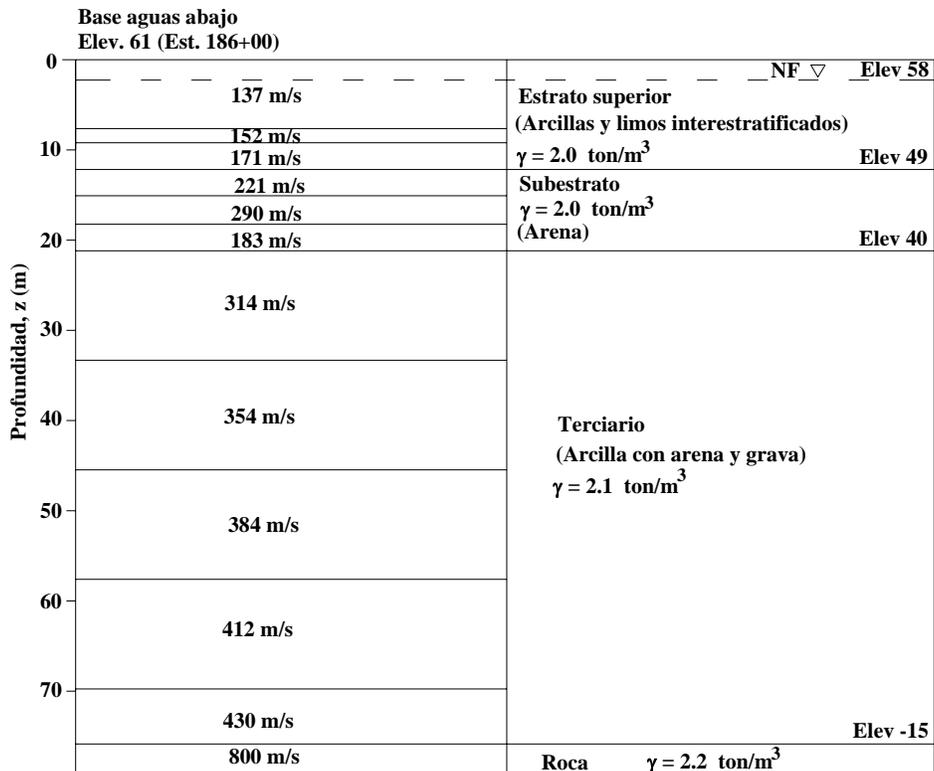


Figura 3.13 Perfil bajo la base aguas abajo en la estación 186+00

3.2.2 Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales requeridas para el análisis son: densidad, velocidad de la onda de cortante y la degradación del módulo de rigidez, así como las relaciones de amortiguamiento. Estas propiedades fueron obtenidas en base a la información geotécnica disponible de la presa.

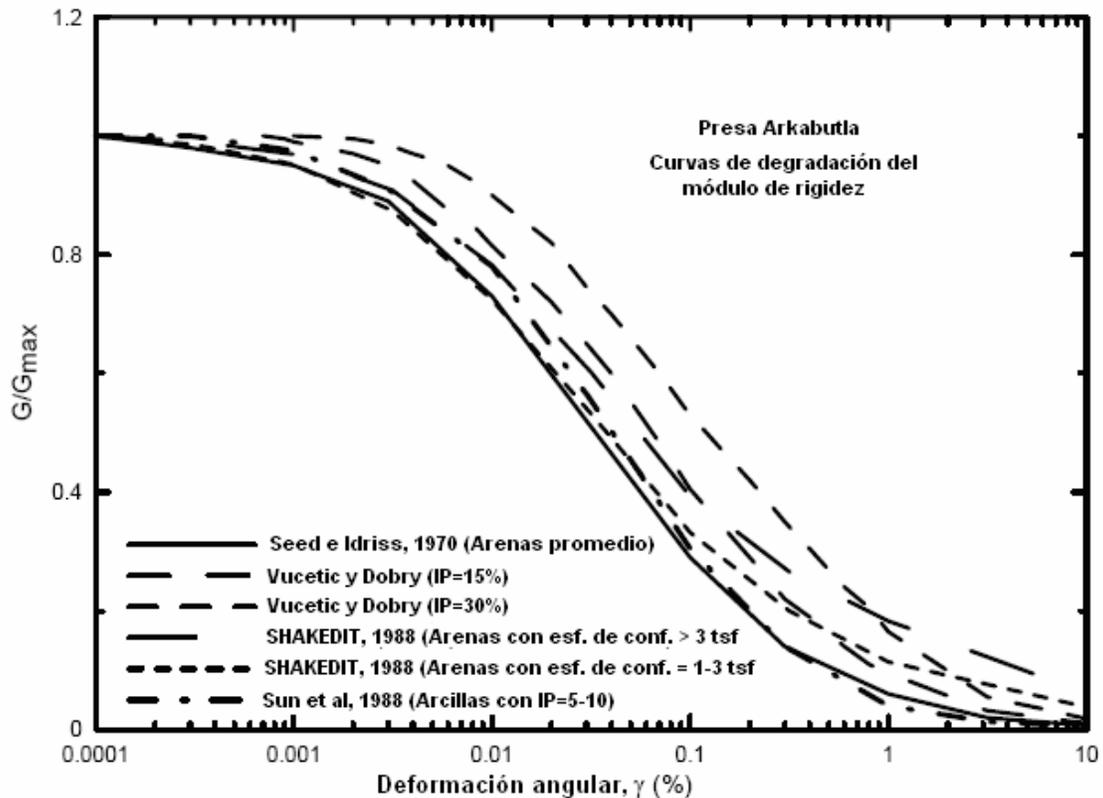


Figura 3.13 Curvas de degradación del módulo de rigidez utilizadas en los análisis

La velocidad de onda de corte del semiespacio fue asumida de 800 m/s (2 500 ft/s), la cuál corresponde a un material similar a la roca. Las curvas de degradación del módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento fueron seleccionadas en base a la granulometría de los materiales, al índice de plasticidad y al esfuerzo efectivo de confinamiento. Estudios de Vucetic y Dobry (1991) y Sun et al. (1988) muestran que la degradación del módulo y las relaciones de amortiguamiento de las arcillas dependen de su índice de la plasticidad. Así mismo, la degradación del módulo y las relaciones de amortiguamiento de las arenas muestran dependencia del esfuerzo efectivo de confinamiento (Seed et al., 1986). La degradación del módulo y las relaciones de amortiguamiento usadas en los análisis se ilustran en las Figuras 3.13 y 3.14, respectivamente.

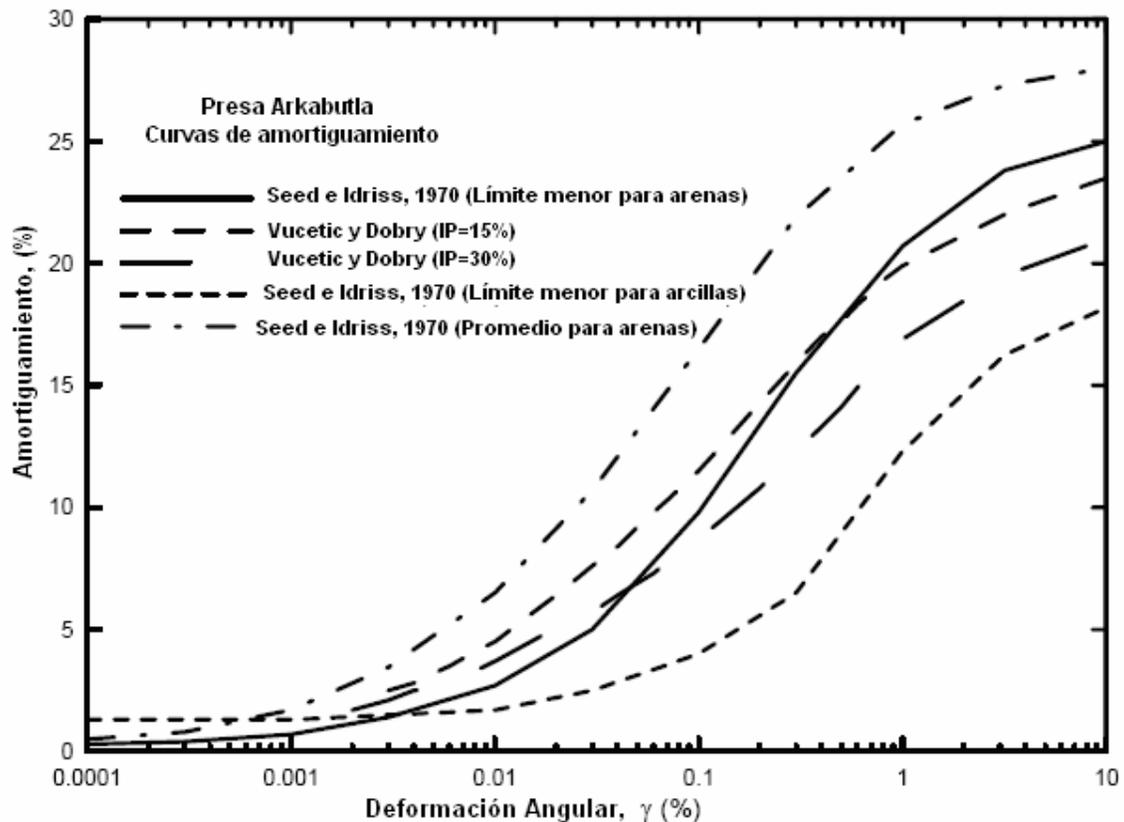


Figura 3.14 Curvas de amortiguamiento utilizadas en los análisis

Para los materiales de la presa fueron seleccionada la relación de degradación del módulo promedio y el límite más bajo de las relaciones de amortiguamiento para las arenas propuestas por Seed e Idriss (1970). Para las arcillas y los limos del estrato superior fueron seleccionadas las relaciones del módulo y amortiguamiento desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991) para arcillas con un IP=15% en base al índice de plasticidad de estos materiales. Así mismo, las relaciones de Vucetic y de Dobry para un IP=30% fueron seleccionadas para las arcillas terciarias encontradas en la estación 166+00 en base a su índice de plasticidad.

La relación de degradación del módulo para las arenas del substrato depende del esfuerzo de confinamiento efectivo. Para las arenas del substrato bajo de la cresta de la presa se uso la relación propuestas en el manual de SHAKEDIT (Ordóñez, 1998) para las arenas en un esfuerzo de confinamiento superior a 3 tsf (0.279 ton/m²), mientras que bajo la base aguas abajo fue usada la relación para un esfuerzo de confinamiento de 1 tsf (0.093 ton/m²) a 3 tsf (0.279 ton/m²). Para las arenas arcillosas y las gravas terciarias fue usada la relación del módulo propuesta en el manual del SHAKEDIT para el esfuerzo de confinamiento mayor de 3 tsf. Esta relación, y la utilizada para un esfuerzo de confinamiento de 1 tsf (0.093 ton/m²) a 3 tsf (0.279 ton/m²) fueron desarrolladas por Seed y sus coautores. Para el substrato y las arenas terciarias se uso el límite más bajo de la relación de amortiguamiento de Seed e Idriss (1970).

3.2.3 Ambiente sísmico

El espectro de respuesta de la aceleración para el 5% de amortiguamiento para este movimiento se muestra en la Figura 3.16, el cual corresponde a un sismo de magnitud 7.5.

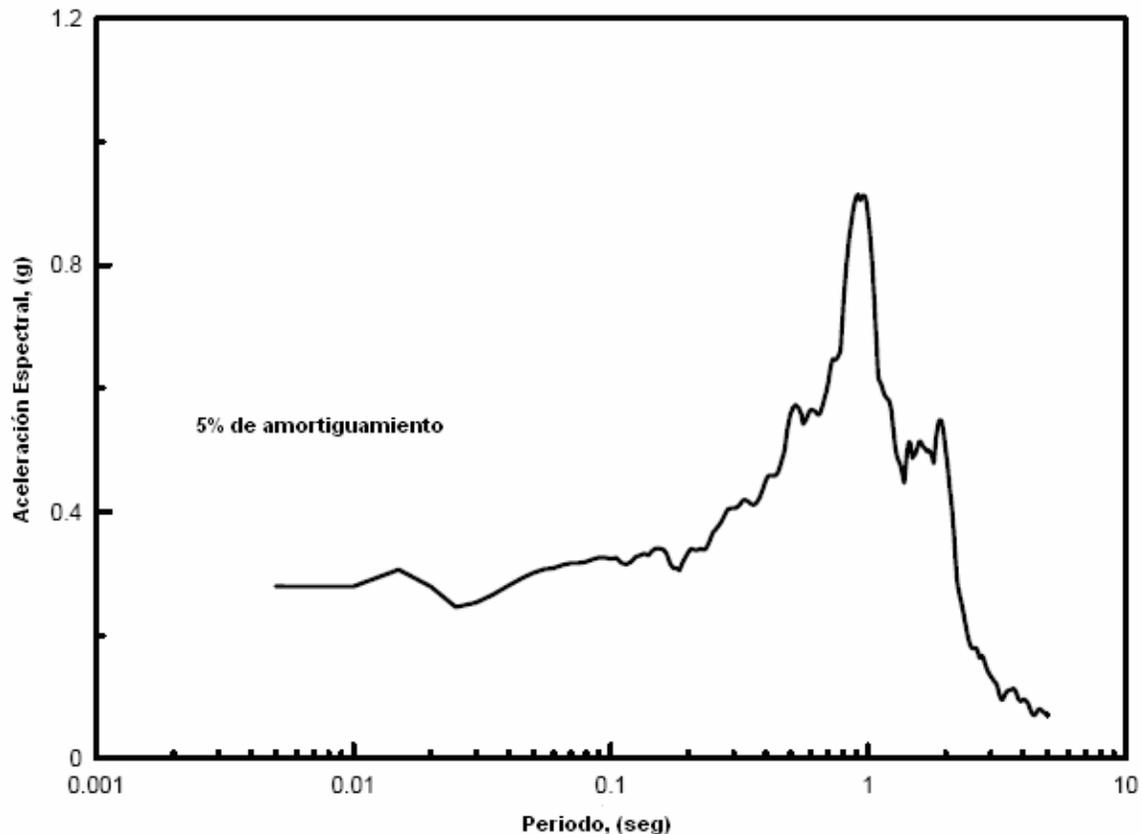


Figura 3.16 Espectro de respuesta de la aceleración para el sismo de diseño

El sismo de diseño fue introducido como un movimiento de afloramiento de roca. Esto implica que el movimiento del sismo del diseño es representativo de una condición de roca en el sitio. Con base en esta observación y considerando que el estrato en donde fue obtenido el registro es un estrato profundo de suelo rígido, surge la cuestión de que si el movimiento del sismo de diseño es más representativo de un estrato profundo de suelo rígido que de una condición de estrato de roca. Por consiguiente, se realizó un análisis paramétrico para examinar los efectos sobre los valores calculados $(N_1)_{60}$ asumiendo que el movimiento de diseño es representativo de un estrato rígido profundo en vez de una condición de estrato de roca. Esto fue hecho introduciendo el movimiento en un afloramiento de materiales terciarios en vez de un afloramiento de roca subyacente.



3.2.4 Evaluación de los valores $(N_1)_{60}$ críticos

Los valores $(N_1)_{60}$ críticos fueron obtenidos de los esfuerzos cortantes horizontales calculados del análisis de respuesta dinámica para cada perfil de suelo. Estos fueron obtenidos para un factor de seguridad contra la licuación de 1.0 y para un contenido de finos de 5 y 35 %, según lo que se describe a continuación:

El factor de seguridad contra la licuación se define como:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

donde CRR es la relación de resistencia cíclica del suelo y el CSR es la relación de esfuerzo cíclico inducido por sismo. La relación de resistencia cíclica esta dada por:

$$CRR = CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$

donde

- $CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1}$ es la relación de resistencia cíclica correspondiente a un sismo de magnitud 7.5, un esfuerzo efectivo de confinamiento, σ , igual a 1.0 tsf (0.093 ton/m²), y una relación de esfuerzo cortante horizontal estático a esfuerzo vertical efectivo, α , igual a 0;
- MSF es el factor de magnitud de escala para corregir CRR para magnitudes de sismo diferentes de 7.5;
- K_{σ} es un factor de corrección de CRR para esfuerzos efectivos verticales mayores de 1.0 tsf (0.093 ton/m²);
- K_{α} es un factor de corrección de CRR para valores de α diferente de cero.

El valor de K_{σ} es una función del esfuerzo vertical efectivo que es igual a 1.0 para un esfuerzo efectivo igual a 1.0 tsf (0.093 ton/m²) y el valor de K_{α} es igual a 1.0 para una superficie de terreno horizontal.

La relación de esfuerzo cíclico inducido por el sismo esta dada por:

$$CSR = 0.65 * \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}}$$

donde τ_{max} es el esfuerzo cortante horizontal máximo inducido por el sismo y σ'_{vo} es esfuerzo vertical efectivo antes del sismo.

Para un factor de seguridad ante licuación igual a 1.0 la relación de esfuerzo cíclico CSR es igual a la relación de resistencia cíclica, CRR . Por lo tanto:

$$CSR = 0.65 * \tau_{max} / \sigma'_{vo} = CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$



Esto se puede reescribir como:

$$CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1} = 0.65 * \tau_{\max} / \sigma'_{vo} (MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha})$$

Esta expresión se empleó para calcular la relación de resistencia cíclica, $CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1}$, a partir de los valores de esfuerzo cortante horizontal máximo, τ_{\max} , calculados en los análisis de respuesta de sitio con SHAKE. Los valores calculados de la relación de resistencia cíclica, $CRR_{M=7.5, \alpha=1, \sigma=1}$, fueron utilizados para determinar los valores $(N_1)_{60}$ críticos usando una correlación entre la relación de resistencia cíclica y el número de golpes $(N_1)_{60}$. Para el factor de magnitud de escala, MSF, fue utilizado un valor de 1.0, ya que la magnitud del sismo de diseño es 7.5. Para el factor K_{α} se asumió un valor de 1.0. El factor de corrección para esfuerzo efectivo de confinamiento, K_{σ} , fue calculado de la siguiente forma:

$$K_{\sigma} = \sigma'_v{}^{(f-1)} \text{ para } \sigma'_v > 1 \text{ tsf, ó}$$

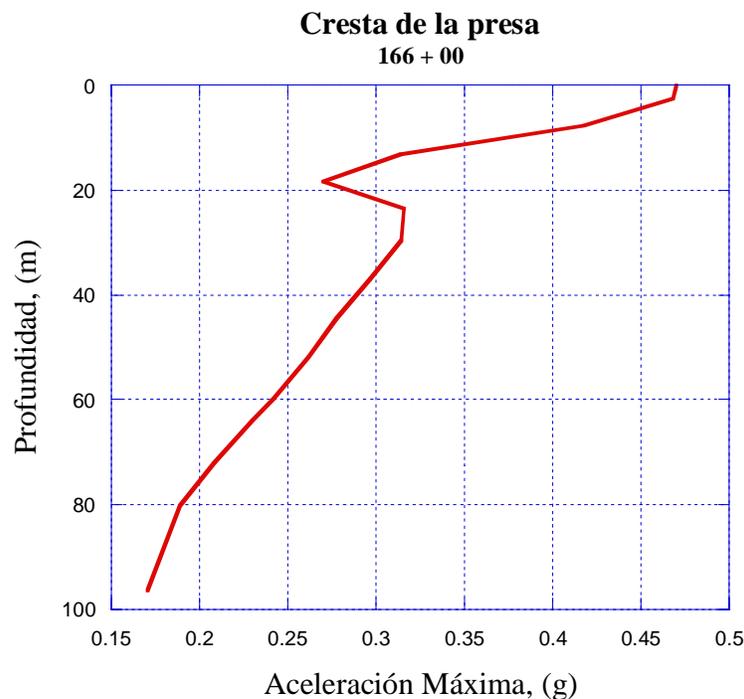
$$K_{\sigma} = 1 \text{ para } \sigma'_v \leq 1 \text{ tsf.}$$

En base a la granulometría y la densidad de los materiales del estrato superior y del substrato en la cimentación, fue seleccionado un valor de 0.8 para el parámetro "f".

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Análisis de la propagación de ondas SH, propagándose verticalmente

Los resultados del análisis para el perfil de suelo bajo de la cresta de la presa en la estación 166+00 se ilustran en las Figuras 4.1 a 4.4. Los resultados se presentan en términos de la variación de la aceleración máxima del suelo calculada respecto a la profundidad, el esfuerzo cortante efectivo y el esfuerzo cortante horizontal máximo. La variación del esfuerzo cortante máximo con la profundidad, que se muestra en la Figura 4.3, fue utilizada para calcular los valores $(N_1)_{60}$ mínimos requeridos para evitar licuación. De estos análisis resultan los valores $(N_1)_{60}$ críticos que se muestran en la Figura 4.4, para un contenido de finos del 5% y el 35%.



**Figura 4.1 Variación de la aceleración con la profundidad
(Cresta de la presa, estación 166+00)**

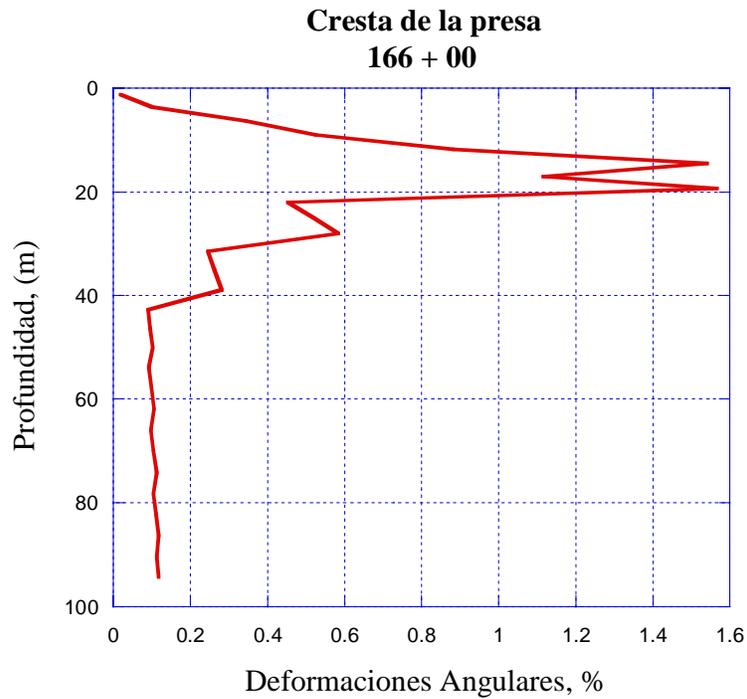


Figura 4.2 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad (Cresta de la presa, estación 166+00)

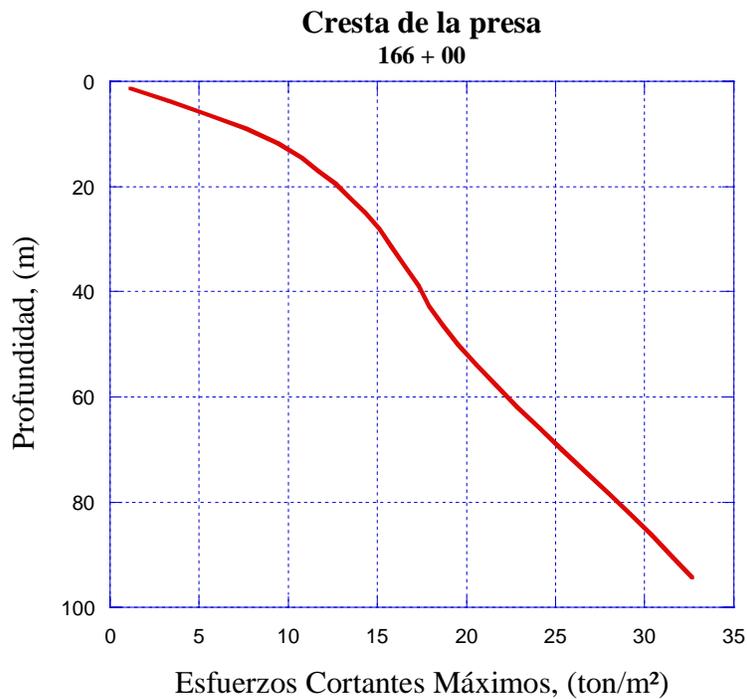
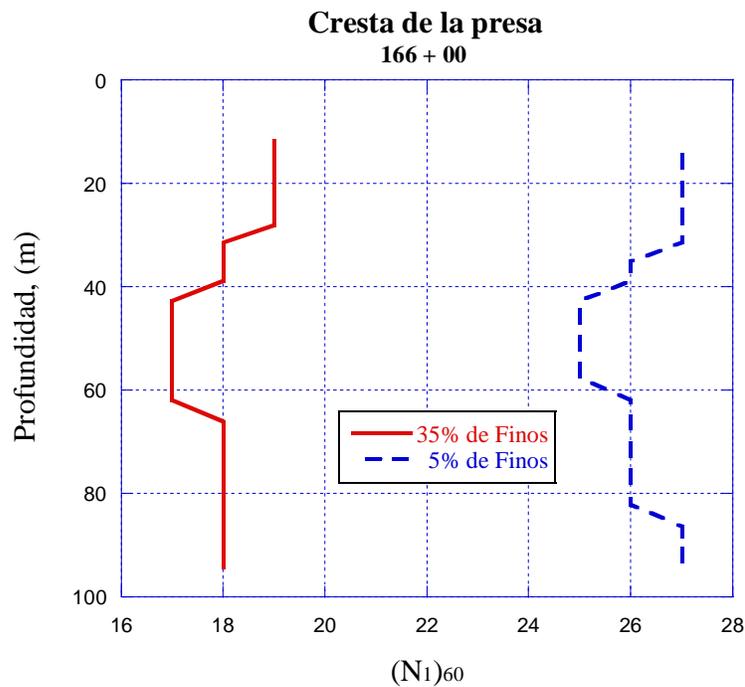
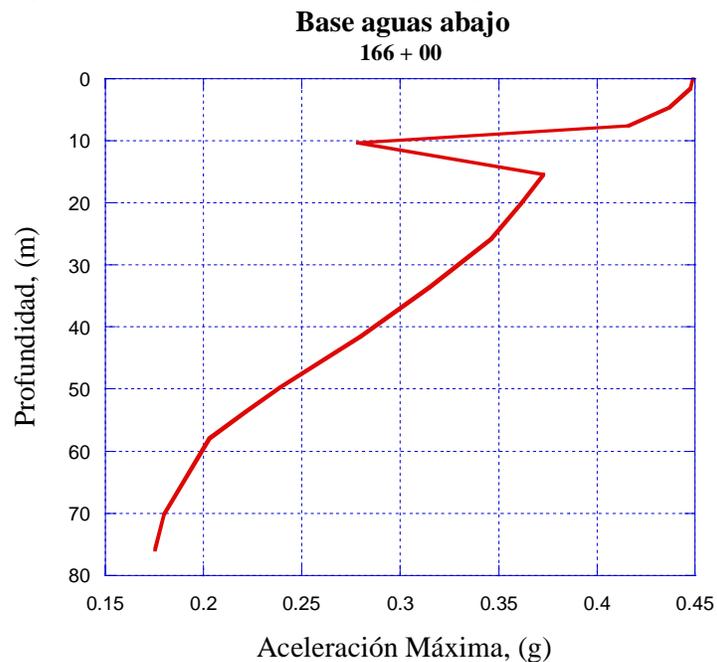


Figura 4.3 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad (Cresta de la presa, estación 166+00)



**Figura 4.4 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$
(Cresta de la presa, estación 166+00)**

Los resultados de los análisis para el perfil de suelo bajo la base aguas abajo en la estación 166+00 se muestran en las Figuras 4.5 a 4.8. La Figura 4.8 muestra los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados para un contenido de finos del 5% y el 35%.



**Figura 4.5 Variación de la aceleración con la profundidad
(Base aguas abajo, estación 166+00)**

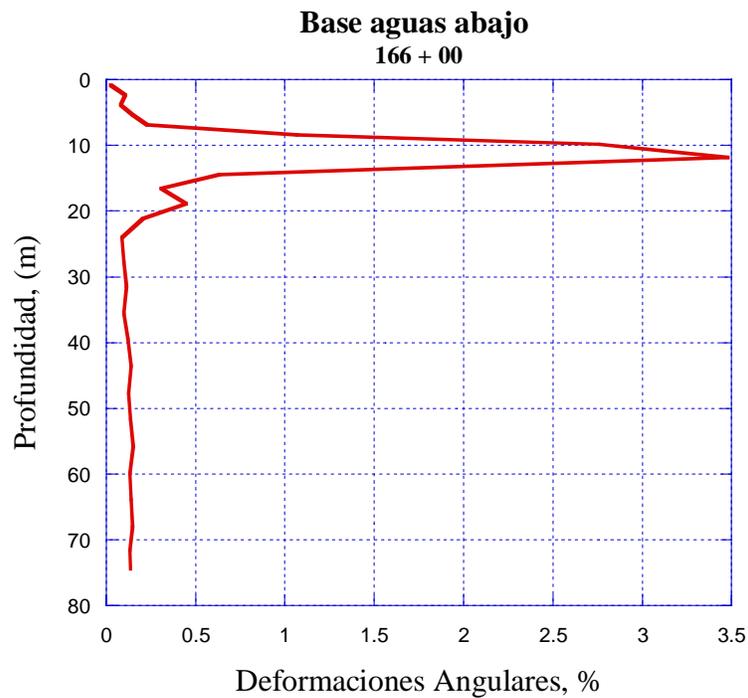


Figura 4.6 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad
(Base aguas abajo, estación 166+00)

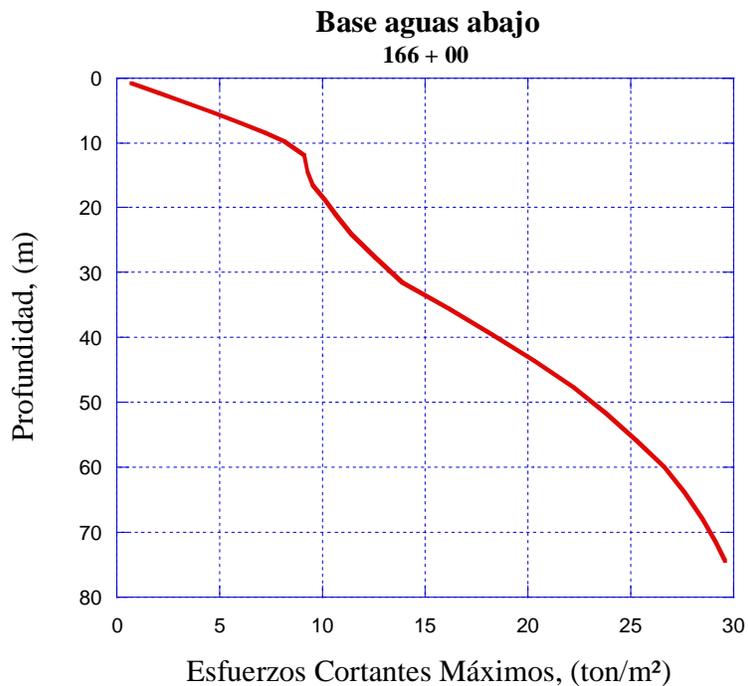


Figura 4.7 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad
(Base aguas abajo, estación 166+00)

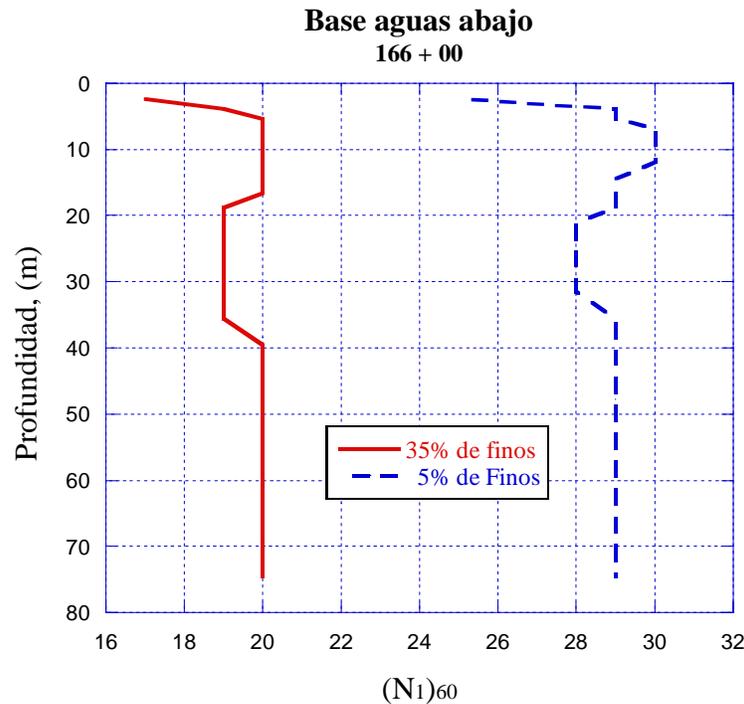


Figura 4.8 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$ (Base aguas abajo, estación 166+00)

Las Figuras 4.9 a 4.12 muestran resultados análogos para el perfil de suelo bajo la cresta en la estación 186+00, mientras que las Figuras 4.13 a 4.16 muestran los resultados para el perfil de suelo bajo la base aguas abajo en la estación 186+00. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los valores críticos $(N_1)_{60}$ calculados para los perfiles analizados.

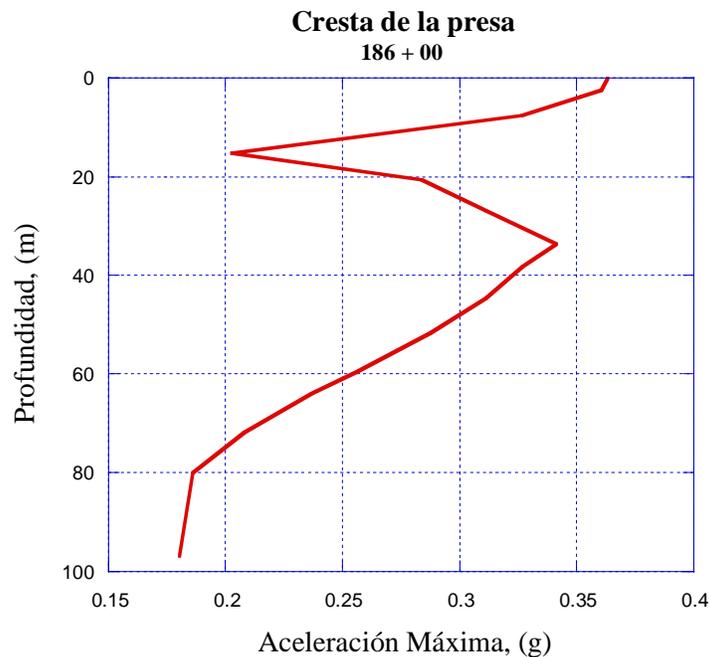


Figura 4.9 Variación de la aceleración con la profundidad

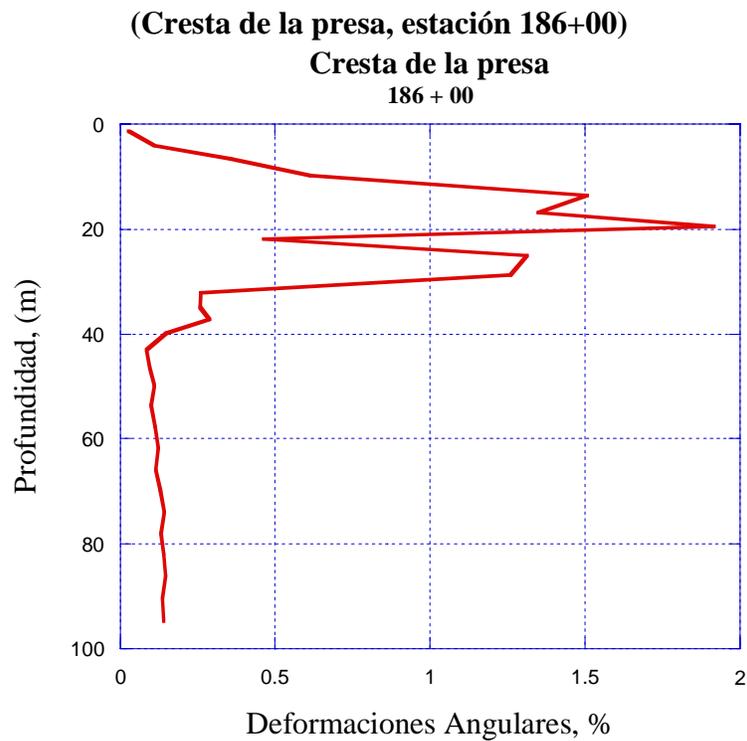


Figura 4.10 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad (Cresta de la presa, estación 186+00)

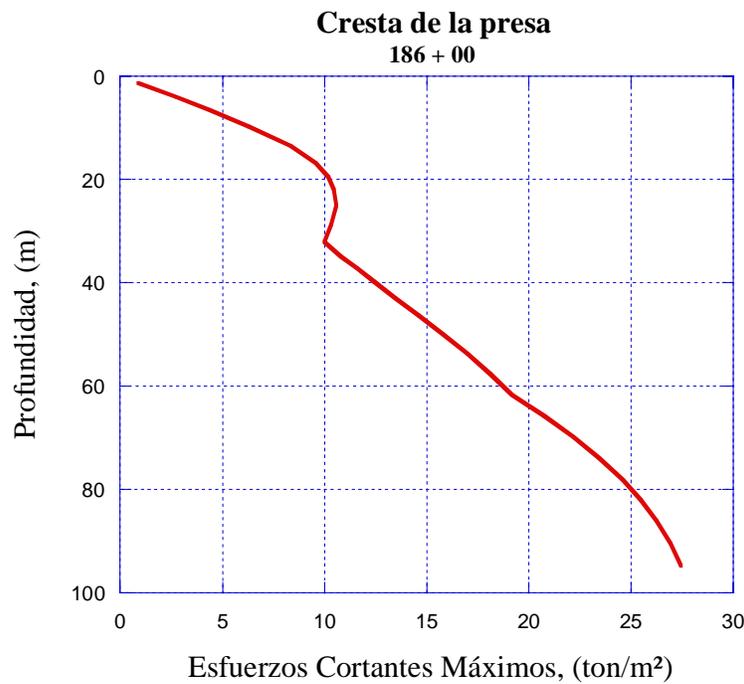


Figura 4.11 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad (Cresta de la presa, estación 186+00)

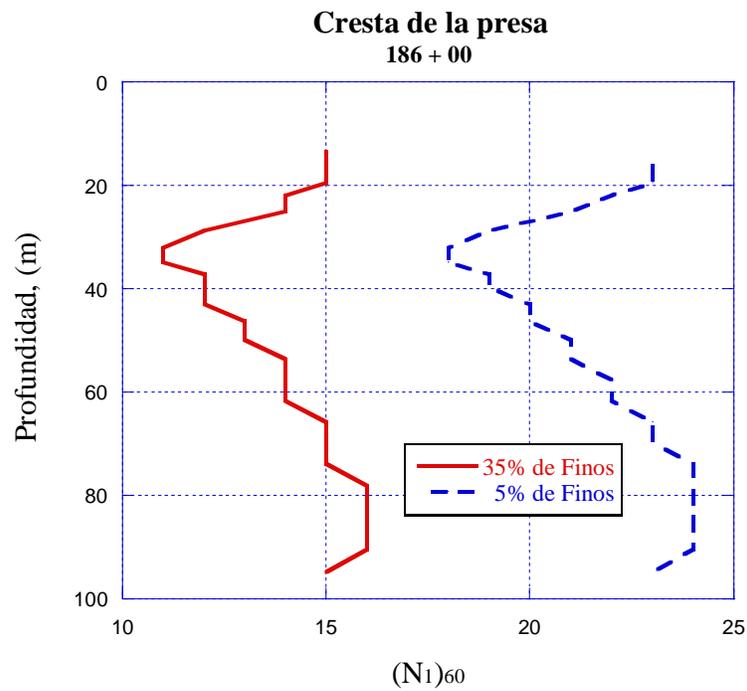


Figura 4.12 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$
(Cresta de la presa, estación 186+00)

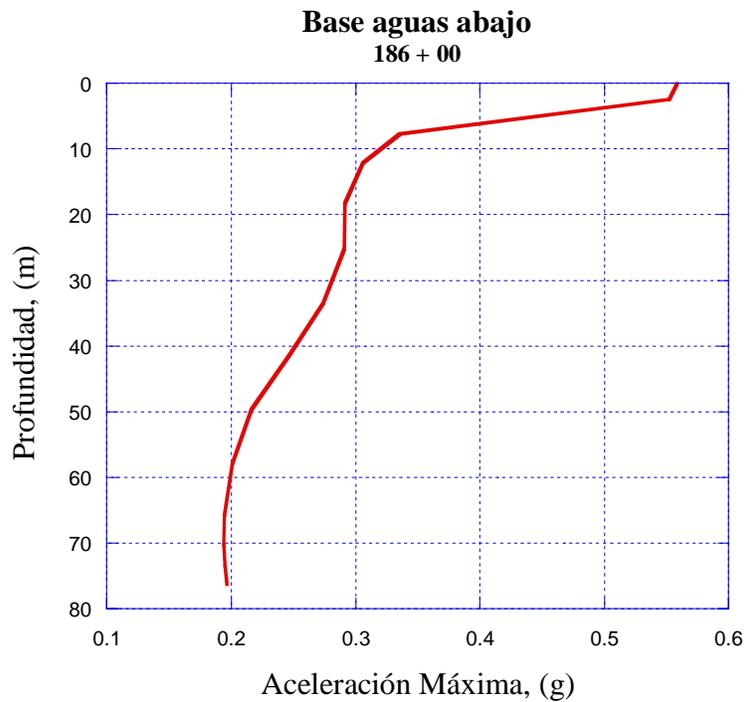


Figura 4.13 Variación de la aceleración con la profundidad
(Base aguas abajo, estación 186+00)

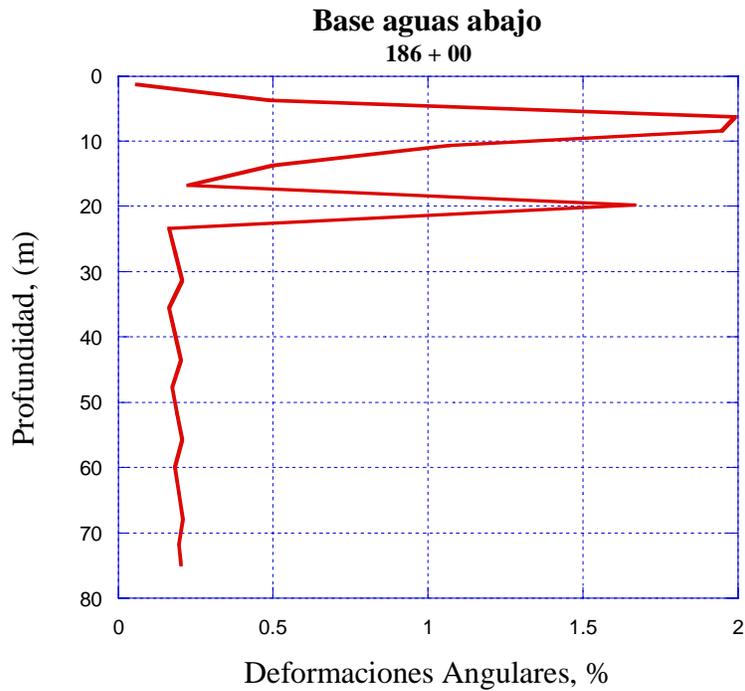


Figura 4.14 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad (Base aguas abajo, estación 186+00)

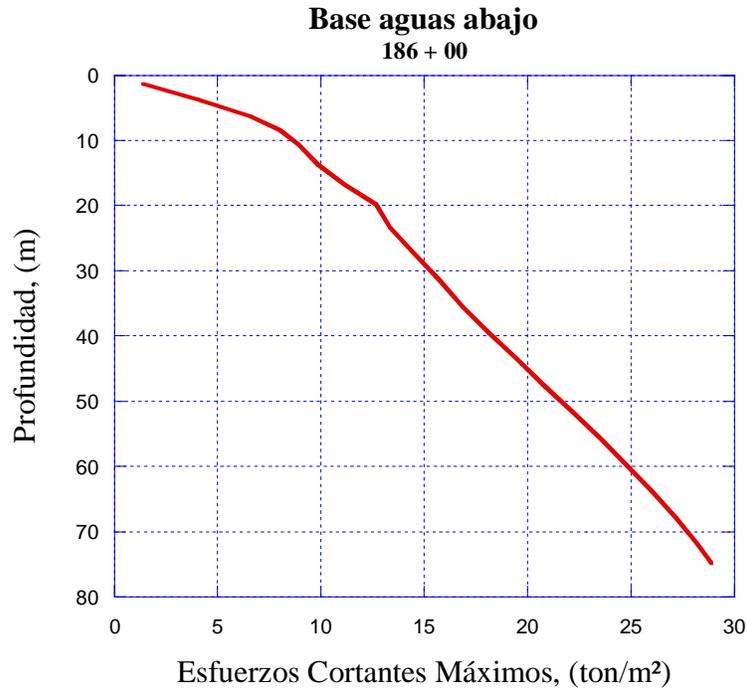
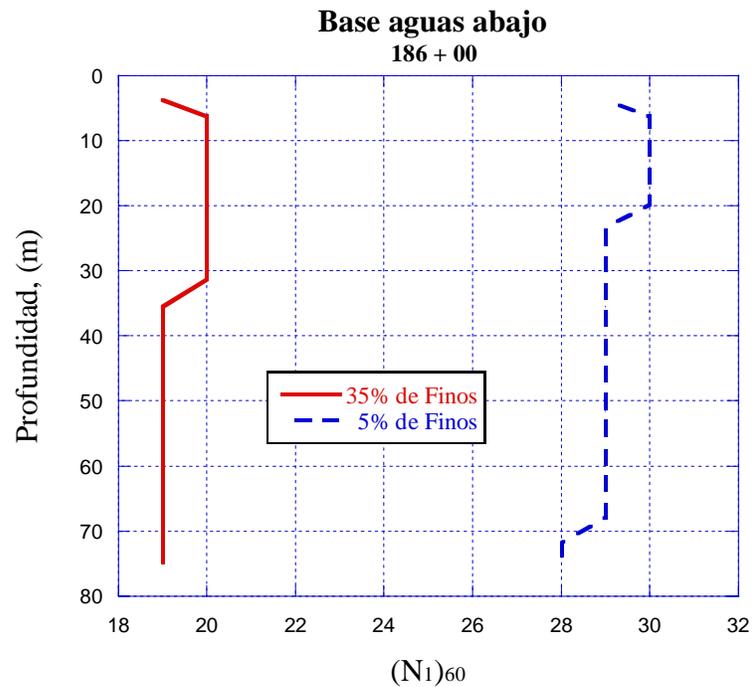


Figura 4.15 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad (Base aguas abajo, estación 186+00)



**Figura 4.16 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$
(Base aguas abajo, estación 186+00)**

4.2 Análisis paramétricos

Considerando las incertidumbres en los parámetros más importantes del análisis, tales como la profundidad de la base del modelo, la reducción del módulo de rigidez y las relaciones de amortiguamiento para los suelos del sitio, así como la capa de entrada para el sismo de diseño, fueron realizados análisis paramétricos con la finalidad de evaluar los efectos de la variación de estos en los resultados.

4.2.1 Influencia de la profundidad de la base del modelo

Debido a que la profundidad a la cual se debe considerar la base del modelo es función de la velocidad de onda de corte del sitio en donde se registró el sismo de diseño, y no se cuenta con esta información, se realizó un análisis paramétrico para evaluar los efectos sobre los resultados del análisis de la profundidad asumida. Los análisis se realizaron introduciendo los movimientos del sismo de diseño como un afloramiento de roca a 48 metros, 72 metros, y 96 metros. Los resultados de estos análisis se muestran en las Figuras 4.17 a 4.19.

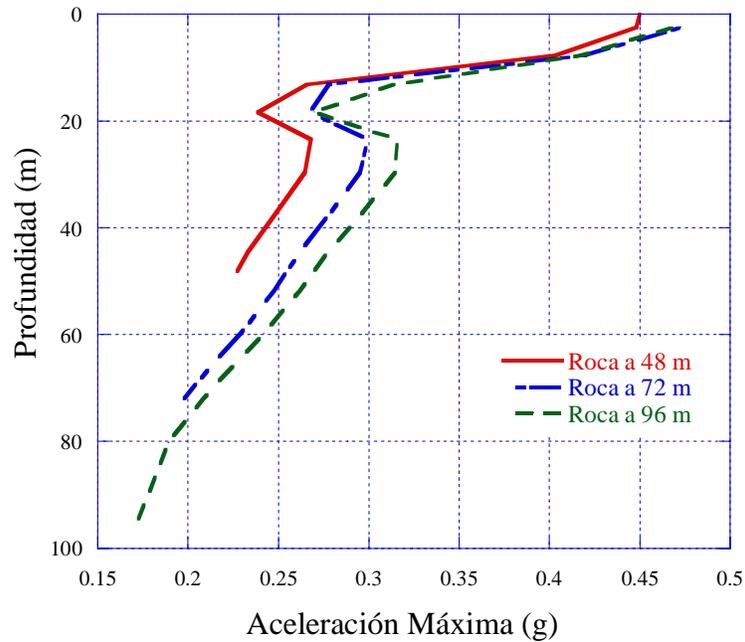


Figura 4.17 Variación de la aceleración con la profundidad considerando varias profundidades de la base del modelo (Cresta de la presa, estación 166+00)

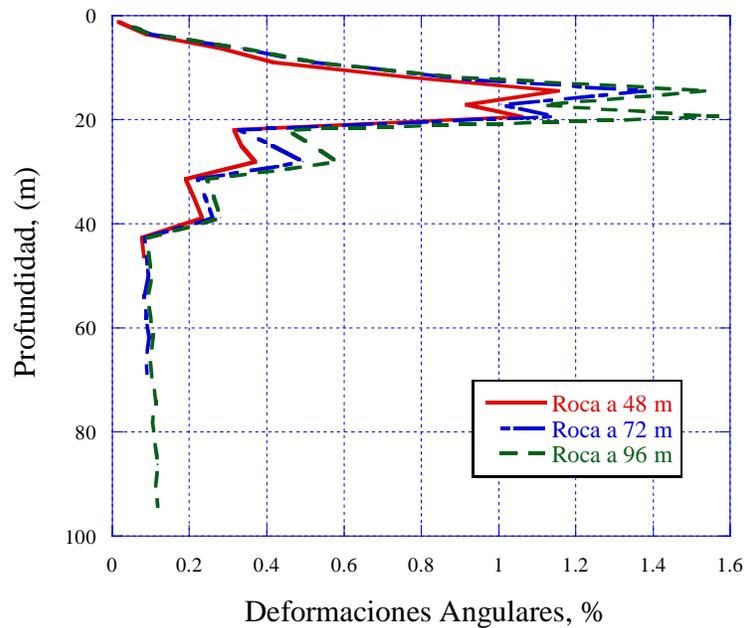


Figura 4.18 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad considerando varias profundidades de la base del modelo (Cresta de la presa, estación 166+00)

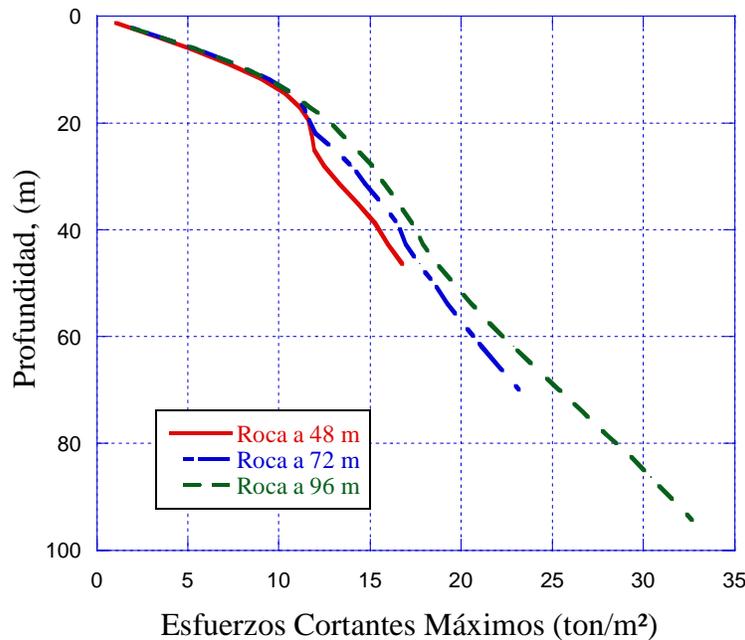


Figura 4.19 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad considerando varias profundidades de la base del modelo (Cresta de la presa, estación 166+00)

Según lo mostrado en la Figura 4.19, los esfuerzos cortantes horizontales máximos calculados no son muy sensibles a la profundidad de la base del modelo que se considere, por lo cual, podemos concluir que los valores críticos $(N_1)_{60}$ calculado no son muy sensibles a esta profundidad.

4.2.2 Influencia de la degradación del módulo de rigidez al cortante del suelo y las relaciones de amortiguamiento

De igual manera, se realizó un análisis paramétrico para evaluar los efectos de las curvas de reducción del módulo de rigidez, así como de las relaciones de amortiguamiento asumidas para los materiales de la presa y de la cimentación. Se consideró una variación de las curvas originales; se utilizó la curva de reducción del módulo de rigidez propuesta por Sun et al. (1988) para las arcillas con un $IP = 5-10$ para el terraplén, el estrato superior y los materiales terciarios y las curvas promedio para las arenas propuestas por Seed e Idriss (1970) para los materiales de la capa inferior. La relación de Sun et al. para arcillas con un $IP = 5-10$ es muy similar a la relación promedio para las arenas de Seed e Idriss (1970) que se utilizaron para los materiales del terraplén. Sin embargo, es significativamente diferente a las relaciones usadas para el estrato superior y los materiales terciarios. Debido a que el estrato superior consiste en arcillas con un IP alrededor de 15 y los materiales terciarios consisten en arenas a altas presiones de confinamiento o arcillas con un IP cerca de 30, las relaciones utilizadas inicialmente son preferidas para estos materiales.

Los resultados de este análisis se muestran en las Figuras 4.20 a 4.22. En estas figuras, los resultados obtenidos en los análisis generales se denominan como "preferidos" y los obtenidos de este análisis paramétrico se denominan como "alternativos". Las figuras muestran que las aceleraciones máximas calculadas, las deformaciones angulares máximas y los esfuerzos cortantes horizontales máximos son sensibles a la reducción del módulo de rigidez y las relaciones de amortiguamiento seleccionadas para los materiales de la presa y de la cimentación. Por lo tanto, es de gran importancia que la selección de estas relaciones se realice cuidadosamente, considerando las propiedades índice conocidas de los materiales.

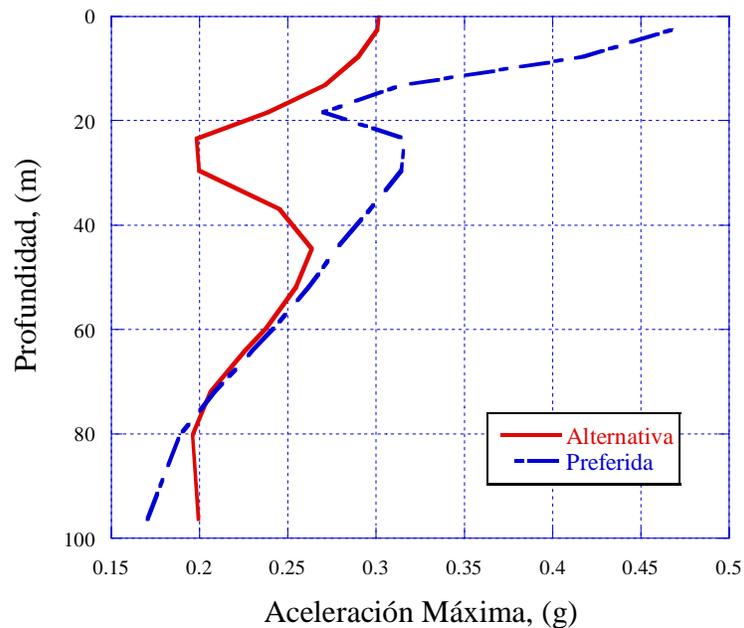


Figura 4.20 Efectos de las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento (Cresta de la presa, estación 166+00)

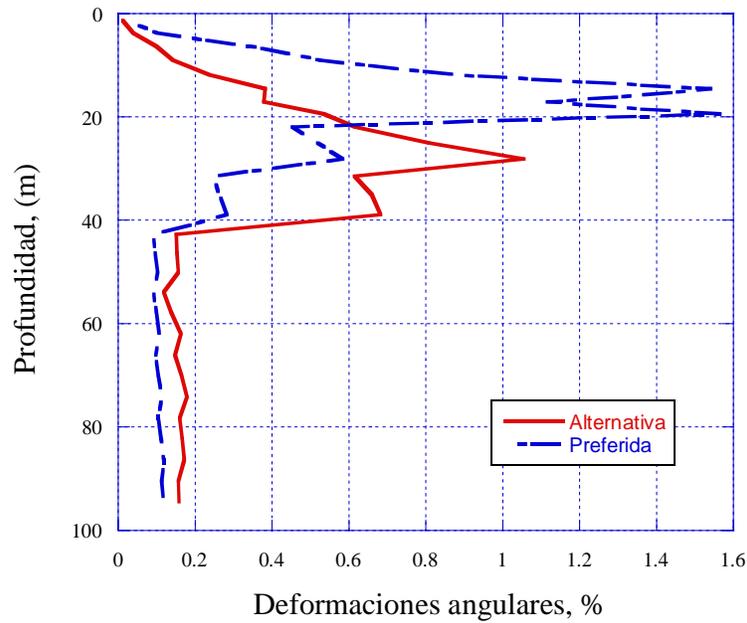


Figura 4.21 Efectos de las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento (Cresta de la presa, estación 166+00)

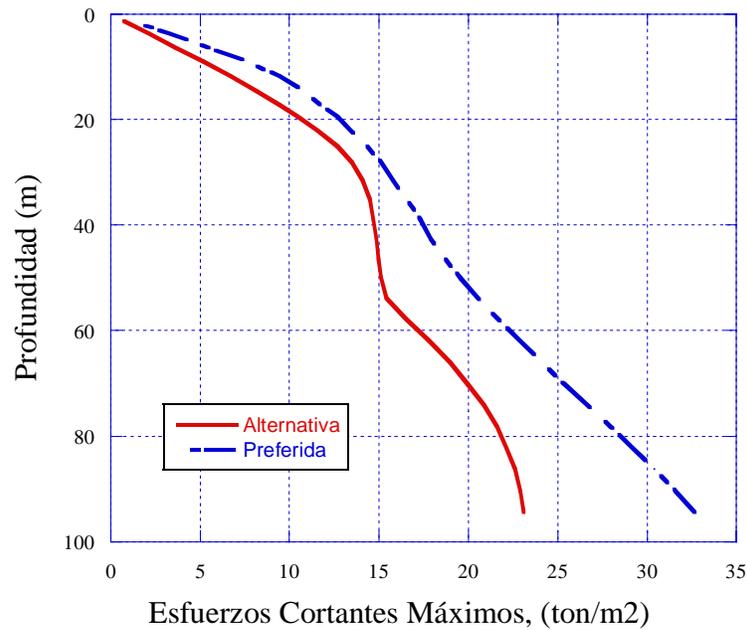


Figura 4.22 Efectos de las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento (Cresta de la presa, estación 166+00)

4.2.3 Influencia de la zona en donde se aplica el sismo de diseño

Los movimientos de entrada de diseño tienen un espectro de respuesta de la aceleración que es representativo de los movimientos registrados en un estrato profundo de suelo rígido, cuyas condiciones difieren de una roca. En consideración a esto, se debe analizar si los movimientos de diseño deben ser ingresados considerándolos como movimientos de afloramiento en la superficie de la roca de fondo o como movimientos de afloramiento en la superficie de los materiales terciarios de la cimentación (arcillas y arenas arcillosas y limosas). Para evaluar los efectos de ambas condiciones en los resultados de los análisis, se realizó un análisis paramétrico considerando los movimientos de diseño como movimientos del afloramiento en la superficie de los materiales terciarios. De igual manera fueron usados los mismos 4 perfiles de suelo utilizados en los análisis generales. Los resultados de este análisis se muestran en las Figuras 4.23 a 4.38 y se resumen en la Tabla 2 los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados.

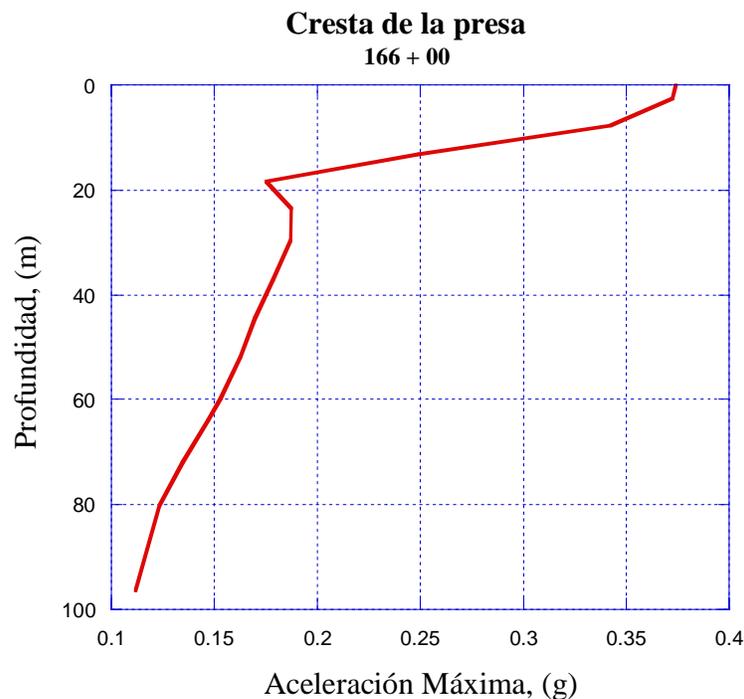


Figura 4.23 Variación de la aceleración con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 166+00)

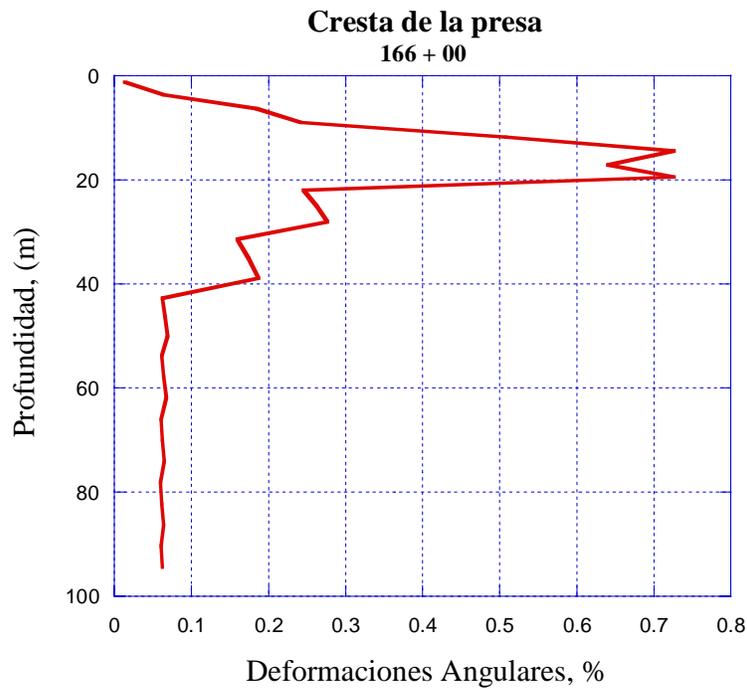


Figura 4.24 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 166+00)

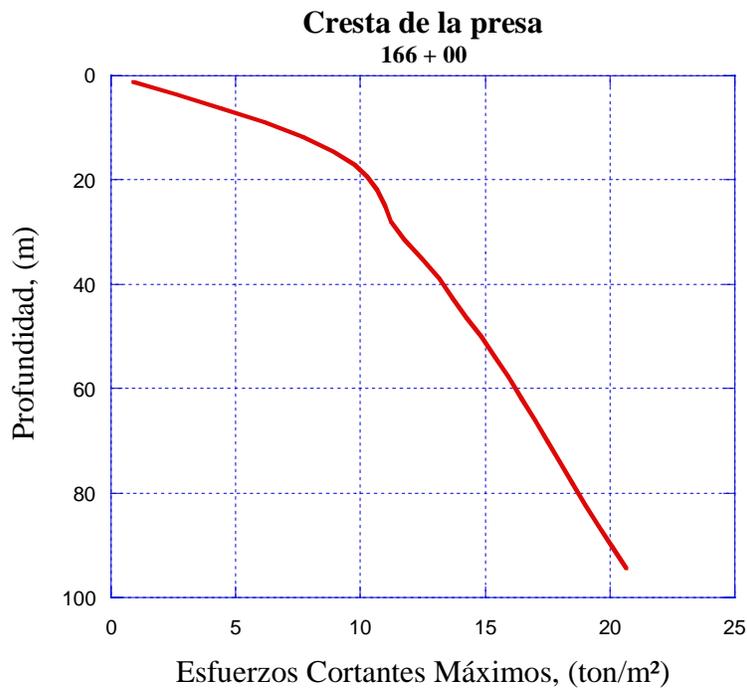


Figura 4.25 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 166+00)

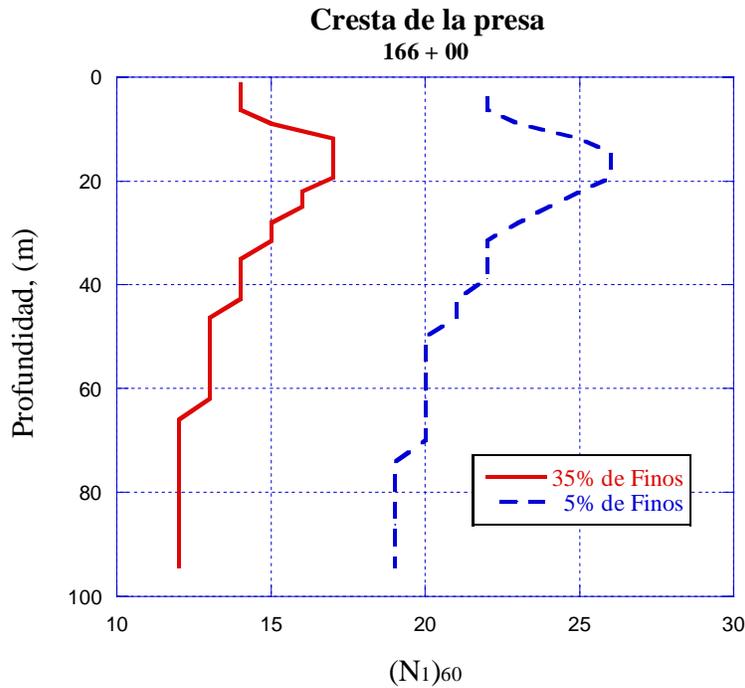


Figura 4.26 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$ aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 166+00)

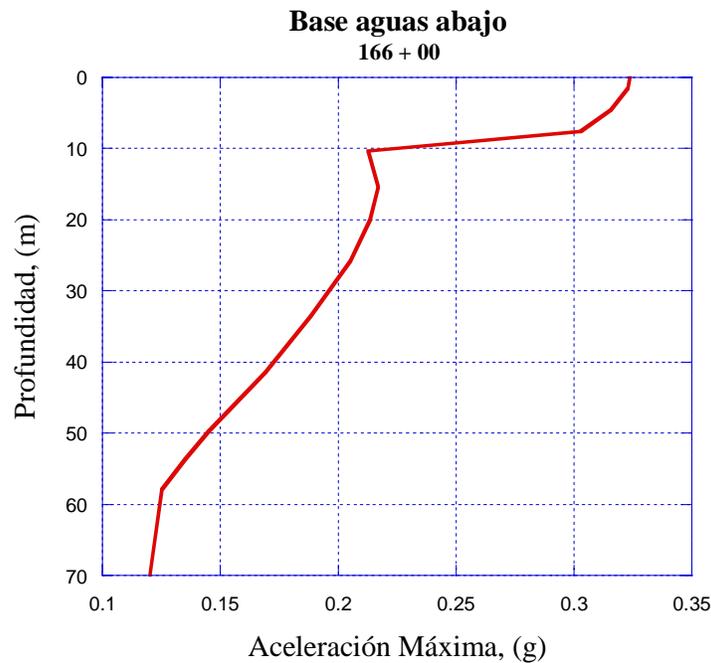


Figura 4.27 Variación de la aceleración con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 166+00)

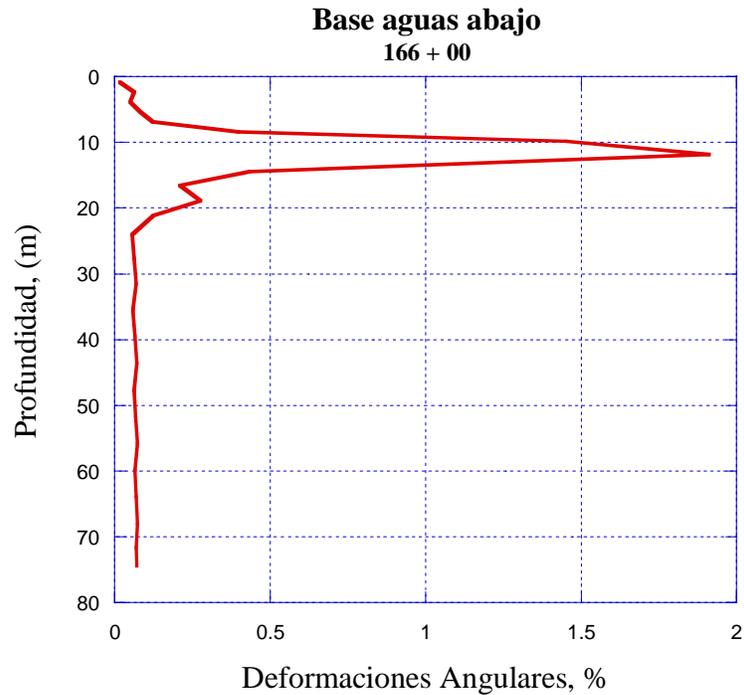


Figura 4.28 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 166+00)

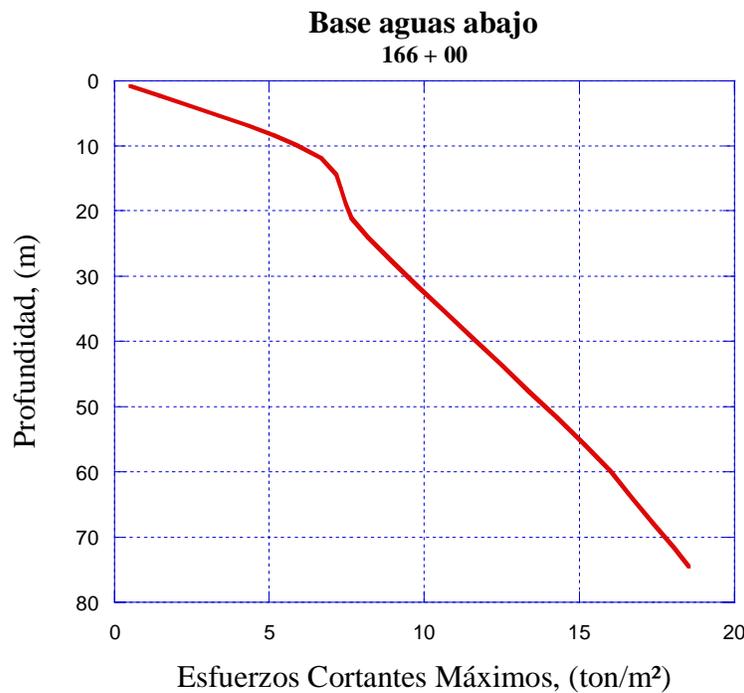


Figura 4.29 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 166+00)

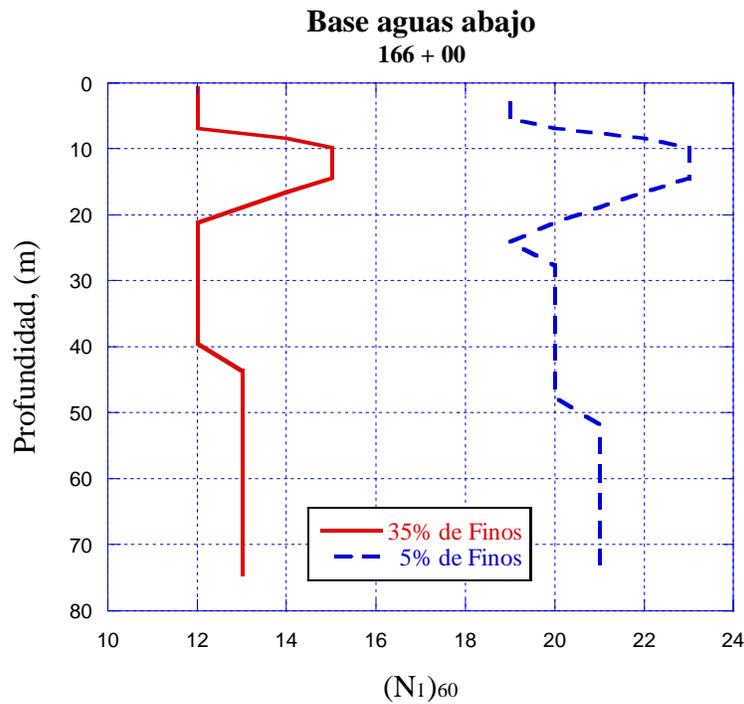


Figura 4.30 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$ aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 166+00)

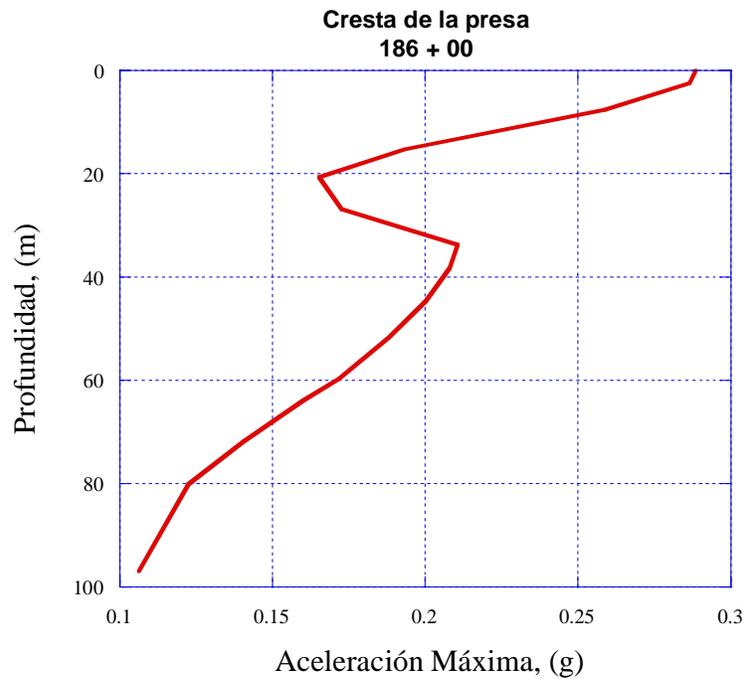


Figura 4.31 Variación de la aceleración con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 186+00)

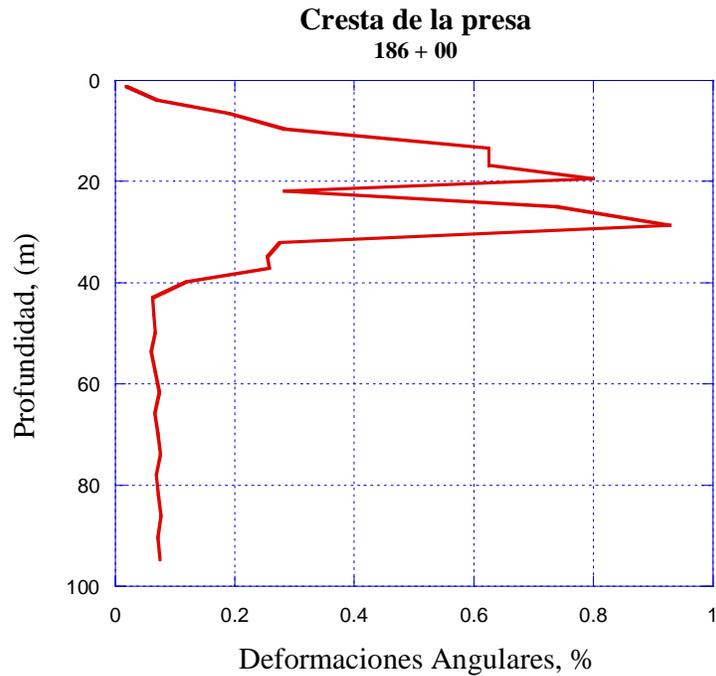


Figura 4.32 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 186+00)

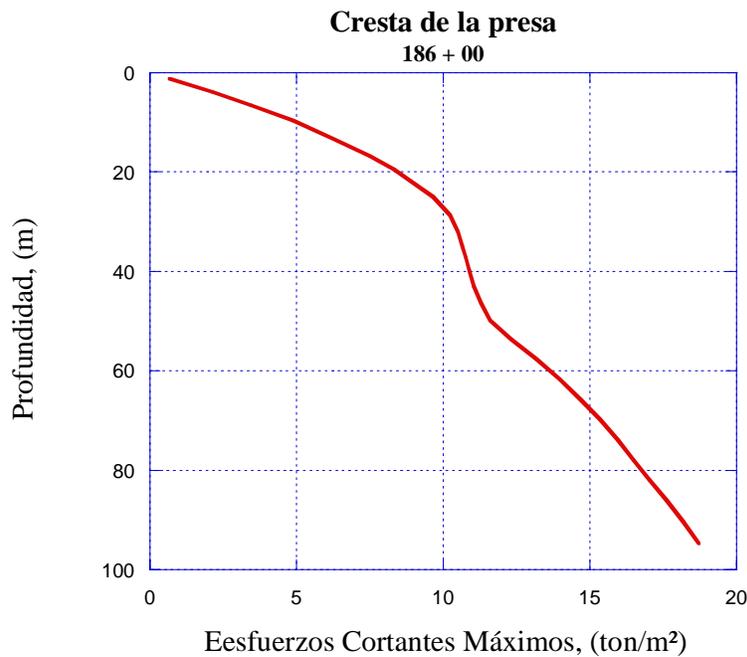


Figura 4.33 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 186+00)

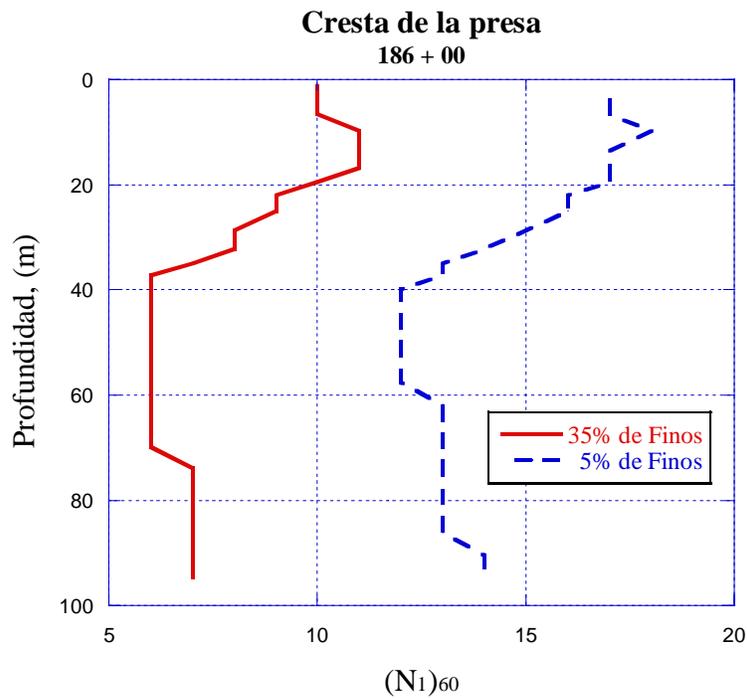


Figura 4.34 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$ aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Cresta de la presa, estación 186+00)

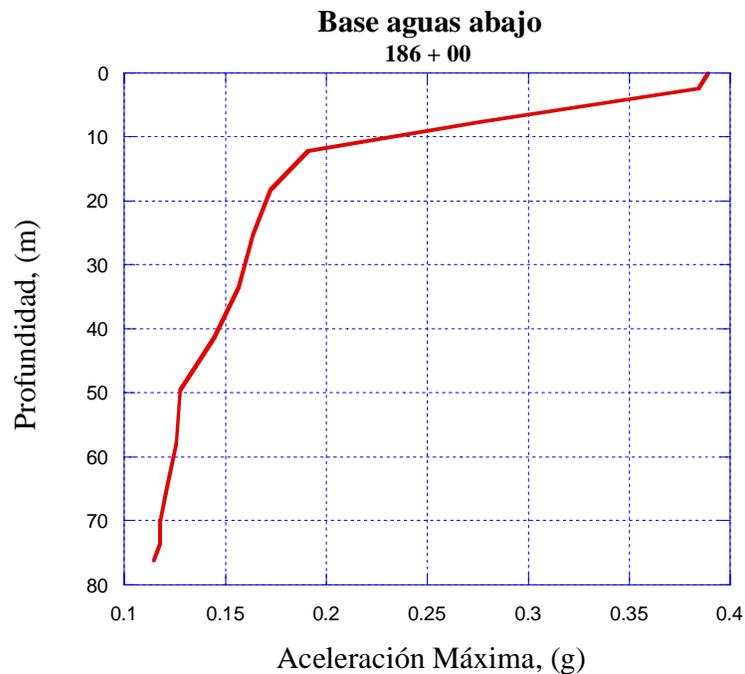


Figura 4.35 Variación de la aceleración con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 186+00)

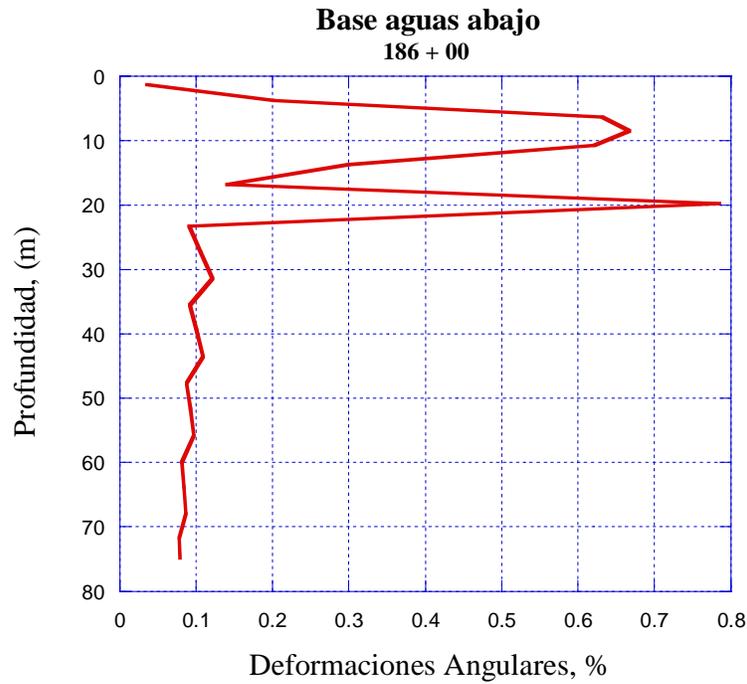


Figura 4.36 Variación de las deformaciones por cortante con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 186+00)

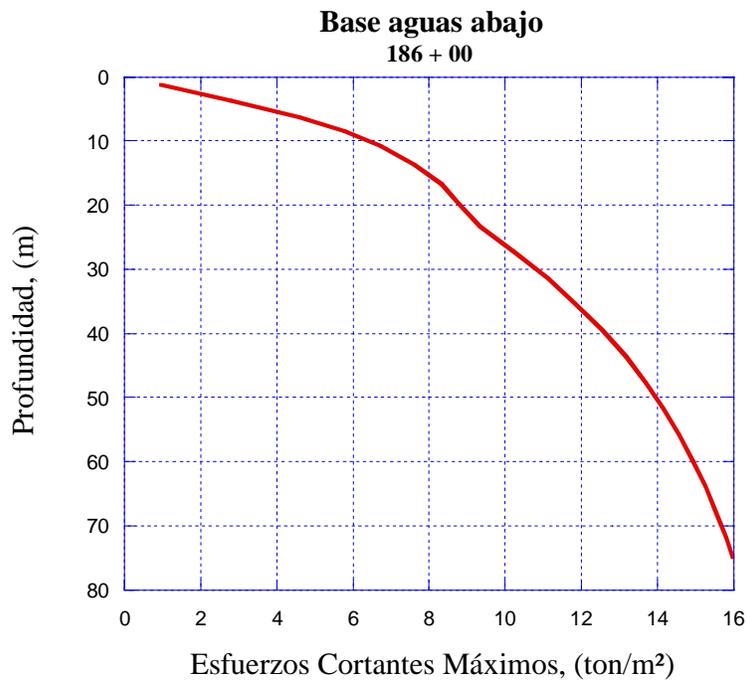


Figura 4.37 Variación de los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 186+00)

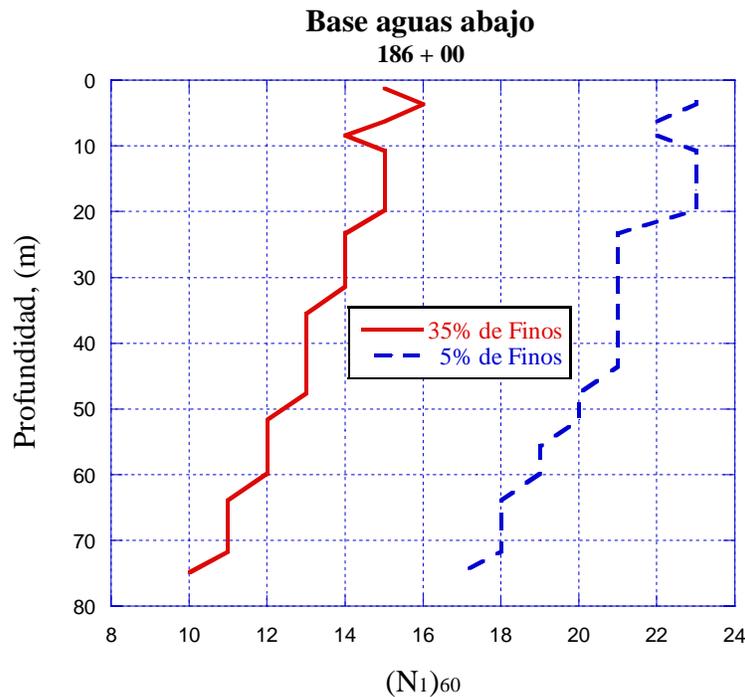


Figura 4.38 Valores $(N_1)_{60}$ requeridos para un $FS=1.0$ aplicando el movimiento de entrada en la superficie de los materiales terciarios (Base aguas abajo, estación 186+00)

Comparando las Tablas 1 y 2 se puede observar que los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados son absolutamente sensibles al estrato donde se ingresan los movimientos de diseño. Los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados correspondientes a los movimientos de entrada en la superficie de los materiales terciarios son perceptiblemente más bajos que los correspondientes a los movimientos de entrada en la roca de fondo. Así, podemos concluir que debido a la importancia de este factor, la selección de los movimientos sísmicos de diseño y las condiciones de frontera de entrada del análisis merecen una consideración muy cuidadosa. Por otro lado, debido a que los movimientos del sismo de diseño aparentan ser más representativos de los movimientos registrados en suelos rígidos profundos, los valores $(N_1)_{60}$ críticos más bajos calculados se estiman más apropiados que los calculados a partir de los análisis básicos.



Tabla 1. Resumen de los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados a partir de las consideraciones iniciales

Estación	Ubicación	Valores $(N_1)_{60}$ Críticos			
		Estrato Superior		Subestrato	
		Finos < 5%	Finos = 35%	Finos < 5%	Finos = 35%
166+00	Cresta	27	19	26	18
	Base Aguas Abajo	29	20	28	19
186+00	Cresta	22	14	21	14
	Base Aguas Abajo	30	20	30	20

Tabla 2. Resumen de los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados a partir de los movimientos del sismo de diseño ingresados en la superficie de los materiales terciarios de la cimentación

Estación	Ubicación	Valores $(N_1)_{60}$ Críticos			
		Estrato Superior		Subestrato	
		Finos < 5%	Finos = 35%	Finos < 5%	Finos = 35%
166+00	Cresta	24	16	22	15
	Base Aguas Abajo	22	13	22	13
186+00	Cresta	16	19	14	8
	Base Aguas Abajo	23	15	23	15



Conclusiones y recomendaciones

La seguridad de una presa ante sollicitaciones dinámicas es de suma importancia, ya que la falla de estas estructuras puede resultar en daños materiales de gran cuantía así como en pérdidas de vidas. La literatura existente nos presenta los riesgos y la gran susceptibilidad que tienen estas estructuras ante carga sísmica. Por ello, es de suma importancia monitorear constantemente el comportamiento de estas al presentarse un evento sísmico y verificar su estabilidad después de éste.

En particular la presa Arkabutla es una estructura que se encuentra bajo condiciones muy especiales, ya que según algunos estudios de estabilidad dinámica que se le han realizado, puede presentarse licuación en los materiales de su cimentación. Debido que forma parte del sistema de presas para el control de avenidas a lo largo del río Mississippi, resulta de una importancia aún mayor y es una parte importante en la economía de los habitantes, ya que la utilizan como espacios para la recreación pública, la pesca, conservación de los recursos forestales y preservación de los recursos biológicos.

Se consideró que la presa se podía representar como un problema de propagación de ondas de corte unidimensional, propagándose verticalmente. En los resultados del análisis dinámico aquí presentado realizado con SHAKE para cada uno de los perfiles seleccionados en las estaciones analizadas, se puede observar lo siguiente: característicamente la aceleración es mayor en la cresta de la presa, disminuyendo conforme se incrementa la profundidad. Las deformaciones angulares se incrementan hasta una profundidad alrededor de 20 m, a partir de la cual disminuyen hasta los materiales terciarios. Los esfuerzos cortantes se incrementan con la profundidad desde la superficie hasta la base, presentando solo algunas variaciones, las cuales se reflejan en las trayectorias de las graficas de resultados.

Tomando en cuenta las incertidumbres en los parámetros utilizados en el análisis y con al finalidad de evaluar los efectos de la variación de estos en los resultados, se realizaron los análisis paramétricos correspondientes.

El primero de estos análisis paramétricos se enfocó a la influencia de la profundidad de la base del modelo para saber si la variación de este factor genera resultados drásticamente diferentes. En las gráficas de los resultados y especialmente en la gráfica de los esfuerzos cortantes máximos, podemos observar que las variaciones no son importantes, lo cual nos permite concluir que los valores $(N_1)_{60}$ calculados no son muy sensibles a la profundidad de la base del modelo asumida.



El segundo análisis consideró una variación en las curvas de reducción del módulo de rigidez y en las relaciones de amortiguamiento. Se consideraron otras curvas diferentes a las utilizadas inicialmente, y se observó que los resultados difieren de manera importante, presentando una fuerte sensibilidad a la variación de dichos factores. Esto nos permite subrayar la importancia de elegir adecuadamente estas relaciones, con base en las características y tipo de material que se tenga, ya que de lo contrario no reproducirá fielmente la respuesta en campo.

El tercero de los análisis es referente a la influencia de la zona donde se aplica el sismo y debido a que el movimiento sísmico utilizado es más representativo de un estrato profundo de suelo rígido, es importante saber si se debe aplicar como un movimiento de afloramiento en una superficie de roca basal bajo los materiales terciarios o como un movimiento de afloramiento en la superficie de estos. Se analizaron los mismos perfiles y solo cambió la zona de entrada del sismo, pues se aplicó en la superficie de los materiales terciarios. Los resultados obtenidos, resumidos en la Tabla 2, nos permiten concluir que los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados tienen una sensibilidad importante respecto a la zona donde aplique el sismo, por lo que se requiere una selección muy cuidadosa de los movimientos sísmicos y de las condiciones de frontera a utilizar.

En general, los análisis indican que los valores $(N_1)_{60}$ críticos calculados son totalmente sensibles a la variabilidad espacial de las condiciones a través de la longitud de la presa y transversales al eje de esta, pues dicha variabilidad se ve influenciada por el contenido de finos y el grado de compactación. Debido a que los movimientos del sismo de diseño aparentan ser más representativos de los movimientos registrados en suelos rígidos profundos, los valores $(N_1)_{60}$ críticos más bajos mostrados en la Tabla 2 se consideran más apropiados que los mostrados en la Tabla 1 generados de los análisis con las consideraciones iniciales.

Tomando en cuenta las condiciones en que se encuentra la presa aquí analizada, es recomendable monitorear su comportamiento ante los eventos sísmicos que se puedan presentar. Una vez que se ha presentado un sismo, es conveniente hacer pruebas de penetración estándar a lo largo de la cortina, cuyos resultados deben ser comparados con los registros de golpes $(N_1)_{60}$ críticos calculados previamente con base en las características que presenten los materiales a través de la longitud de la presa. De dicha comparación se puede determinar bajo que condiciones se encuentra la presa después del sismo, ya que si los valores que se obtengan de la penetración estándar son mayores que los valores $(N_1)_{60}$ críticos, se intuye que la presa está aún bajo condiciones seguras y que los materiales tanto de la cortina como de la cimentación seguirán teniendo un comportamiento adecuado para el buen funcionamiento de la estructura. En caso contrario, si los valores obtenidos de la penetración estándar son menores o iguales a los valores $(N_1)_{60}$ críticos, es necesario considerar alguna técnica de mejoramiento de suelos que vaya de acuerdo con las necesidades que se tengan y que por sí misma no ponga en riesgo la estabilidad de la presa.

Debido a que la licuación de suelos es un fenómeno complejo donde se conjugan factores tanto de las características naturales del suelo, como de la ocurrencia de eventos sísmicos,



las áreas de oportunidad para la investigación de este son amplias. Por mencionar algunas áreas, dicha investigación puede enfocarse a:

- cálculo de agrietamientos, asentamientos y desplazamientos laterales,
- cálculo de la distorsión de la geometría de la cortina de la presa,
- cálculo de la distorsión interna de las masa de suelo movilizada,
- análisis del comportamiento del suelo después de licuarse,
- técnicas de recuperación de muestras de suelo licuado para su análisis en el laboratorio,
- implementación de elementos estructurales como pilotes o pilas que colaboren en la respuesta dinámica de los suelos,
- creación de modelos a escala para la simulación del fenómeno que permitan obtener datos importantes en la ocurrencia de este.

De igual manera se pueden buscar aportaciones respecto a las técnicas de mejoramiento de suelos susceptibles a licuarse dando nuevas opciones o refinando las existentes, así como de los equipos a emplear en dichas técnicas.



REFERENCIAS

- Ambraseys, N.N. (1988). "Engineering seismology", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 17, pp. 1-105.
- Army Cops of Engineers. (1992). "The Arkabutla Earthquake Study". Arkabutla Dam. Arkabutla, Mississippi.
- Bravo Chávez, Hugo Leopoldo; Romo Organista, Miguel Pedro. (2002). "Modelo de viga de cortante para el análisis sísmico de presas". México, Instituto de Ingeniería. Series del Instituto de Ingeniería.
- Díaz Rodríguez, Abraham. (2005). "Dinámica de Suelos". México, Limusa.
- Hardin, B. y Drenevich, V. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7.
- Kramer, S.L., (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 653 p.
- Liao, S.S.C., y Whitman, R.V. (1986). "Catalogue of a liquefaction and non liquefaction occurrences during earthquakes, Reserch Report, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, MA.
- Liao, S.S.C., Veneziano, D., y Whitman, R.V., (1988). "Regresion Models for Evaluating Liquefaction Probability". Journ of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 4, p. 389-411.
- Ordonez, G. (1998). "Shakedit – Pre & Postprocessor for SHAKE91" Manual for Computer Program Shakedit, Shakedit Software.
- Ovando Shelley, Efraín; Segovia Pacheco, José A. (1996). "Licuación de arenas". México, TGC Geotecnia.
- Pak, Ronald Y.S.; Yamamura, Jerry.(2000). "Soil Dynamics and Liquefaction 2000". Denver, Colorado, American Society of Civil Engineers.
- Seed, H.B. e Idriss. I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report EERC 70-10, EERC, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Mori, K., y Chan, C.K. (1975). "Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands", Report No. 75-25, University of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H.B., e Idriss, I.M. (1982). "Ground motions and liquefaction during earthquakes". Earthquake Engineering Reserch Institute Monograph, Oakland, Calif.
- Seed, H.B. (1983). "Earthquake-resistant desing of earth dams". Proc., Symp. Seismic Des. Of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, 41-64.
- Seed, H.B., e Tokimatsu, K., Harder, L. F., y Chung, R.M. (1985). "The inflience of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations". J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(12), 1425-1445.
- Seed, H.B., Wong, R., Idriss, I.M., Tokimatsu, K.(1986). "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. GT11.



- Seed, H. B., y Harder, L. F., Jr. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength". Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., BiTech Publishers Ltd., Vancouver, 351-376.
- Silver, M.L., Seed, H.B. (1969). "The Behavior of Sands Under Seismic Loading Conditions". Earthquake Engineering Research Center. U.C. Berkeley. Reporte EERC 69-16.
- Sun, J., Golesorkhi, R., and Seed, H.B.(1988). "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils," Report No. EERC-88/15, EERC, University of California, Berkeley.
- Vucetic, M. y Dobry, R.(1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 1.
- Youd, T. L. (1993). "Liquefaction-induced lateral spread displacement". NCEL Tech. Note N-1862, U.S. Navy. Port Hueneme, Calif., 44.
- Youd, T. L. & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on avaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. And Geoenvir. Eng., ASCE, 127(4): 297-313.

TESIS

- Aguilar Álvarez Greaves, José Ignacio. (1995). "Deformaciones permanentes en terraplenes inducidas por sismo. México". Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. UNAM, Facultad de Ingeniería.

INFORMES TÉCNICOS

- Lysmer, John; Schnabel, B.; Seed, H. Bolton. (1972). "SHAKE". College of Engineering University of California Berkeley, California.

DIRECCIONES ELECTRONICAS

- www.mvk.usace.army.mil
- Ahps.srh.noaa.gov
- www.crid.or.cr
- www.springerlink.com