



01163
5
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES
PROVOCADOS POR SISMO
EN LADERAS NATURALES

T E S I S

QUE PARA OPTAR AL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

PRESENTA:

XIOMARA ISABEL OSORIO MADRID

DIRECTOR: DR. MIGUEL P. ROMO

MÉXICO, D.F.

ENERO, 1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

A mis padres
José Adalberto y Alicia Isabel

A mi hermana
Waldina Lizzeth

A los Amigos que dejo en México

A Doña Emma

AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería, por la oportunidad de realizar el trabajo de tesis con uno de sus proyectos y por todas las facilidades brindadas para la realización del mismo.

Al Dr. Miguel P. Romo, por su apoyo, su accesibilidad y su confianza en mí.

Al Personal Académico y Administrativo de Geotécnia, por hacer que mi trabajo y permanencia en ese lugar fuese más fácil y agradable.

**"DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES PROVOCADOS POR SISMO EN
LADERAS NATURALES"**

INDICE

1.	INTRODUCCION	1
2.	CASOS HISTORICOS DE INESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA DE LADERAS	5
2.1	PRESA DE PELTON, USA	5
2.1.1	Antecedentes	5
2.1.2	Caracterización del sitio	6
2.1.3	Caracterización de los materiales	7
2.1.4	Instrumentación y monitoreo	7
2.1.5	Causa del deslizamiento	8
2.1.6	Medidas correctivas	8
2.2	DESPLAZAMIENTO EN EL ALTO CAUCA, COLOMBIA	9
2.2.1	Antecedentes	9
2.2.2	Caracterización del sitio y de los materiales	10
2.2.3	Causa del deslizamiento	12
2.2.4	Procedimiento de análisis	12
2.3	COMENTARIOS	14
3.	DESCRIPCION CRONOLOGICA DE ALGUNOS TRABAJOS BASADOS EN EL MECANISMO DE FALLA DEL BLOQUE RIGIDO Y LOS DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES PROVOCADOS POR SISMO	16
4.	ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS SOMETIDAS A SISMOS	29
4.1	SELECCION DEL REGISTRO DE ACELERACIONES	29
4.2	ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA	31
4.3	ANALISIS DE ESTABILIDAD	34

4.3.1	Aplicación del análisis seudoestático en la estabilidad de laderas	35
4.3.1A	Método del elemento finito	37
4.3.1B	Métodos de equilibrio límite	38
4.3.2	Análisis de desplazamientos permanentes	40
4.3.3	Modelos numéricos de análisis	42
4.4	ALGUNOS ASPECTOS EN LA EVALUACION NUMERICA DE LOS DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES	43
4.4.1	Cálculo de la aceleración de fluencia	43
4.4.2	Generación de acelerogramas sintéticos	46
4.4.3	Propiedades dinámicas del suelo y su influencia en el análisis sísmico	50
5.	EVALUACION DE LA ESTABILIDAD SISMICA DE LA LADERA DE AGUA PRIETA	56
5.1	ANTECEDENTES	56
5.1.1	Introducción	56
5.1.2	Caracterización del sitio	58
5.1.3	Caracterización de los materiales	60
5.1.4	Identificación del tipo de falla	61
5.2	ANALISIS ESTATICOS Y SEUDOESTATICOS	65
5.2.1	Análisis estáticos con el método del elemento finito	65
5.2.2	Análisis seudoestáticos	68
5.2.2A	Con el método del elemento finito	68
5.2.2B	Con el método del equilibrio de cuñas	70
5.3	ANALISIS SISMICO	74
6.	CONCLUSIONES	82
7.	REFERENCIAS	84
	APENDICE A	

1. INTRODUCCION

La estabilidad de una ladera puede ser seriamente afectada por la vibración causada por un sismo. En el caso de que los materiales del talud estén saturados, la vibración puede provocar un aumento en la presión de poro y entonces causar pérdida de resistencia o aún licuación del suelo. En suelos sensitivos, las fuerzas sísmicas pueden inducir deformaciones que igualmente reducirán la resistencia y podrían conducir a la falla, si los movimientos sísmicos son de suficiente magnitud y duración. Por estas razones y, debido al riesgo que esto implica, es importante evaluar los efectos potenciales de las sollicitaciones dinámicas en la seguridad de taludes naturales.

Existe el criterio de que el método seudoestático no debe emplearse bajo ninguna circunstancia cuando no puede tomarse en cuenta la naturaleza cíclica de las fuerzas aplicadas a la ladera. Sin embargo Seed (1979) establece:

"... basado en un método de análisis de deformaciones, sugerido por Newmark (1965) y aplicable a suelos que no muestran pérdida significativa de resistencia debido a sismos, (usualmente suelos arcillosos, arenas secas y algunos materiales granulares muy densos), puede demostrarse que (en casos donde la aceleración de la cresta no excede 0.75g), las deformaciones de tales terraplenes por lo general serán, aceptablemente pequeñas, si el terraplén tiene un factor de seguridad de aproximadamente 1.15, en un análisis seudoestático, realizado usando un coeficiente sísmico de 0.15..."

El tipo (y por lo tanto el comportamiento) de material del que está compuesto la ladera, es entonces el factor más importante en un análisis seudoestático, para evaluar la capacidad de una ladera para soportar aceleraciones sísmicas. Las laderas que están compuestas o subyacidas por arenas sueltas, son más susceptibles a fallar, debido a la licuación de la arena, cuando están sujetas a carga cíclica. Seed (1979) cita los ejemplos de las presas de San Fernando, las que parecían seguras cuando un coeficiente sísmico de 0.15 se utilizó en el análisis seudoestático.

Sin embargo, ambas presas fallaron en el sismo de San Fernando de 1971, debido a que contenían un relleno de arena hidráulica, el que se licuó cuando estuvo sujeto a vibración. Por otra parte Seed (1979) citó el sismo de San Fernando de 1906, que afectó a 48 presas de la región, con aceleraciones entre 0.25 y 0.6g, sin causar daño. Todas estas presas estaban construidas con suelos arcillosos, cimentados en roca o en suelos arcillosos. Dos de las presas consistían de arenas pero la arena no estaba saturada.

Seed (1969) dió muchos ejemplos de deslizamientos en laderas naturales y algunos de ellos se presentan en la Tabla 1.1, es evidente de esta tabla, que las laderas subyacidas o consistentes de loess, limos saturados o arenas sueltas, son más susceptibles a licuarse cuando vibran y esto fue probablemente la causa de la falla de estas laderas.

TABLA 1.1 EJEMPLOS DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS NATURALES DEBIDO A SISMOS (Modificado de Seed, 1968).

LUGAR	TIPO DE TALUD	TIPO DE SUELO
Kansu (1920)	Ladera natural	Loess
Chiat, USSR (1949)	Ladera natural	Loess
San Francisco (1957)	Terraplén de carretera	Terraplén subyacido por arena suelta saturada
Puerto Mont, Chile (1960)	Muro de muelle	Relleno de arena suelta
Valdez, Alaska (1964)	Material natural costero	Delta compuesto de limo, arena fina y grava
L Street, Anchorage Alaska (1964)	Ladera natural	Estratos de arena subyaciendo los depósitos superficiales
Turnagain Heights Anchorage, Alaska (1964)	Ladera natural	Lentes de arena
Valdivia, Chile (1960)	Ladera natural	Lentes de arena y limo

Para evaluar apropiadamente la estabilidad de laderas sujetas a sismos, especialmente laderas en materiales arenosos, puede utilizarse el método del elemento finito para evaluar la variación temporal de los esfuerzos que son inducidos en la ladera por el sismo. Esto se hace necesario cuando la resistencia cortante del suelo bajo carga cíclica depende del número de ciclos de esfuerzo cortante aplicado y de su magnitud.

Por la experiencia ganada con el análisis del bloque deslizante de Newmark, algunos investigadores apoyan el uso del análisis pseudoestático, cuando no se espera que ocurra la licuación o una significativa degradación de la resistencia. Este procedimiento se utiliza por lo general para estimar los desplazamientos durante el sismo siempre y cuando las laderas sean estables bajo condiciones de resistencia post-sismo.

Para coadyuvar al conocimiento del fenómeno de inestabilidad de laderas y poder calibrar los tipos de análisis que pueden emplearse para un problema dado, es fundamental que se acumule más información bien documentada y se realicen comparaciones entre los valores pronosticados y los observados con casos históricos.

Los casos históricos de los últimos 25 años, han enseñado que en muchos casos el deslizamiento inducido sísmicamente, necesariamente no ocurre simultáneamente con la vibración sísmica. El significado de esto es que, la falla podría ser tratada como un problema estático, utilizando resistencias que se han degradado como resultado del sismo y del aumento de la presión de poro (Marcuson et al., 1992).

El trabajo analítico se ha enfocado principalmente a las presas de tierra y enrocamiento, debido a que tienen el mayor potencial de daño y pérdida de vidas, si ocurre la falla. Mucho del trabajo que se ha hecho para las presas se aplica a laderas naturales (Seed, Tokimatsu et al., 1985; Seed y De Alba, 1986; Ishihara, 1986). Sin embargo, debe tenerse en mente que existen diferencias entre los dos casos. La geometría de la ladera con frecuencia no está bien definida; los materiales que la constituyen pueden variar rápidamente en cualquier dirección, lo que dificulta la estimación confiable de las resistencias de los materiales y el factor de seguridad derivado de métodos tradicionales de análisis será muy sensible al rango probable de las resistencias de los materiales, presiones de poro y configuraciones de la ladera. La evaluación de las características de resistencia es difícil dado que las laderas están compuestas, con frecuencia, de suelos cohesivos parcialmente saturados; además, varios deslizamientos y caídos de rocas durante sismos ocurren en áreas cerca de eminencias orográficas, y los movimientos del terreno en tales áreas son significativamente diferentes de los movimientos en terrenos a nivel (Seco e Pinto et al., 1995).

En el análisis de estabilidad sísmica de laderas, los procedimientos más utilizados consideran los siguientes pasos básicos:

1. Selección del movimiento sísmico de diseño.
2. Idealización representativa de la ladera y su cimentación.
3. Determinación de los esfuerzos efectivos in situ y las presiones de poro.
4. Cuantificación apropiada de las propiedades del material para el sitio idealizado.
5. Cálculo de la respuesta dinámica (aceleraciones, esfuerzos dinámicos, exceso de presión de poro) por lo general con un programa de elementos finitos bidimensional, con esfuerzos totales o efectivos.
6. Evaluación de la estabilidad (con un análisis de equilibrio límite), usando esfuerzos totales o efectivos.
7. Determinar si necesitan implementarse acciones correctivas, utilizando el criterio y la experiencia, para limitar los niveles de deformación.

El presente trabajo se ha desglosado de manera que el lector comience familiarizándose con: el fenómeno de inestabilidad de laderas, al describir dos casos históricos (Capítulo 2); algunos de los procedimientos de análisis de estabilidad dinámica que se han desarrollado en los últimos treinta años (Capítulo 3); las bases del análisis seudoestático y dinámico en la estabilidad de laderas (Capítulo 4); se presenta el análisis de la estabilidad sísmica de una ladera natural, localizada en el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta en Guadalajara, Jal., México (Capítulo 5), cuyos resultados se dan en términos de desplazamientos permanentes, factores de seguridad y coeficientes sísmicos; y las conclusiones (Capítulo 6), basadas en la validez de los procedimientos de análisis empleados. Se incluye también el cálculo de la Aceleración de Fluencia, obtenido a partir de un análisis seudoestático del Equilibrio de Cuñas (Apéndice A).

2. CASOS HISTORICOS DE INESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA DE LADERAS

Se presentan dos casos históricos de deslizamientos en laderas. El caso de la ladera del parque de diversión en la presa de Pelton en Estados Unidos de América, en el que se supone un mecanismo de falla de dos cuñas con el que se realiza un análisis estático. Y el caso del deslizamiento de la ladera en el Alto Cauca en Colombia en el que se lleva a cabo un análisis dinámico.

2.1 PRESA DE PELTON, USA

2.1.1 Antecedentes

En 1963 se construyó la presa de Pelton a unos 13 km al oeste de Madras, Oregón, en U.S.A. En su margen derecha, aguas arriba, se construyó un parque de diversión y arriba de éste, a unos 490 m se encuentra localizada la ladera inestable.

El deslizamiento se inició en enero de 1975, siendo de 92 mm por semana, a casi cero para 1988. Se pensó en un principio que el deslizamiento era una consecuencia retardada de la construcción de una línea férrea en 1909, que cruzaba el área de deslizamiento y para cuya construcción se tomó material de la parte baja de dicha área. Así como la irrigación, que comenzó en 1948, de la parte superior del cañon. Esta zona irrigada se encuentra aproximadamente a 2100 m de altura y a una distancia de 11.5 km de la masa deslizante.

El deslizamiento se reactivó en 1990, tres semanas después de haber iniciado los trabajos para remover el material suelto y proporcionar mayor seguridad a los usuarios del parque, ya que éste se había cerrado al público a causa del deslizamiento anterior.

2.1.2 Caracterización del sitio

La masa deslizante tiene un ancho máximo de 2900 m y una longitud máxima de 985 m. En la Fig 2.1, se pueden apreciar las diferentes unidades litológicas, las que básicamente resultan ser dos y que se describen a continuación:

Unidad litológica 1. Básicamente el estrato que define la zona de falla es un conglomerado débilmente cementado y lodolita y arenisca consolidadas. Este estrato está sobreyacido por un conglomerado bien cementado de gravas redondeadas en una matriz de arena y un estrato superficial de poco espesor de fragmentos de roca desprendidas del basalto de las pendientes superiores. Estos dos últimos estratos tienen una pendiente de 69 a 75° respecto a la horizontal.

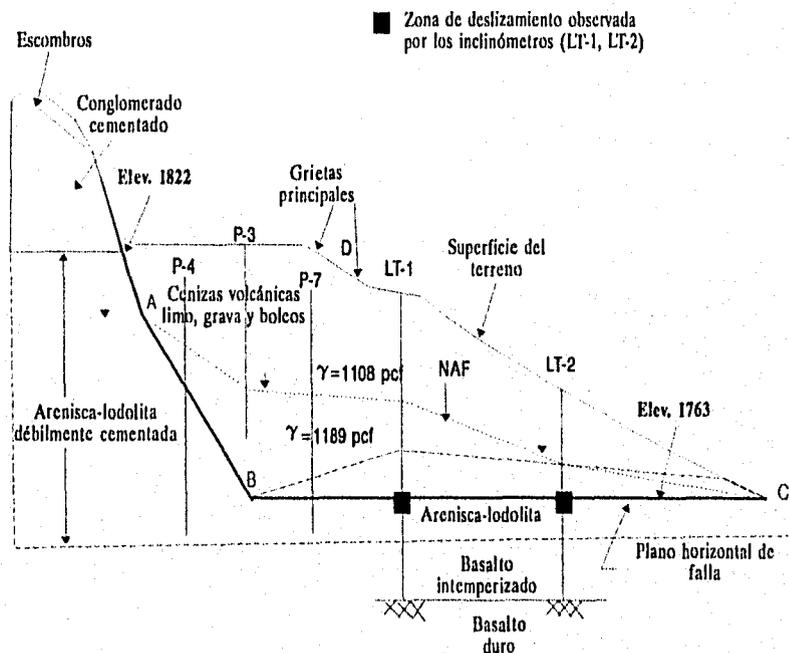


Fig. 2.1 Sección geológica al centro del deslizamiento reactivado en 1990 (Modificado de Cornforth y Vessely, 1992).

La unidad litológica 1, presenta una superficie pre-existente de rocas sedimentarias, posiblemente formada por erosión del río durante la formación del cañón.

Unidad litológica 2. Consiste en una mezcla de cenizas volcánicas, limo, gravas y boleos. Esta mezcla de suelos llenaron la brecha (de la unidad litológica anterior), probablemente como escombros de los taludes superiores que existen en los 2100 m arriba de la masa deslizante, requiriendo siglos para alcanzar su pendiente natural.

2.1.3 Caracterización de los materiales

De la unidad litológica 2, se remoldearon muestras con el contenido natural de agua y se realizaron pruebas de cortante directo drenadas, obteniéndose un ángulo de fricción interna ϕ , de 33°. Las propiedades índice para la fracción fina fueron: límite líquido de 56, límite plástico de 40 y un índice plástico de 16.

De la unidad litológica 1 se tomaron muestras inalteradas, las cuales mostraron un considerable fracturamiento horizontal en el plano de falla del deslizamiento. Los valores de la resistencia residual obtenido con pruebas de corte directo son $C_r=0$ y $\phi = 8.5^\circ$, como valores mínimos. Las superficies de cortante muestran superficies pulidas.

Los suelos en la vecindad de la zona de cortante se describen como duros, fisurados, arenosos y limo-arcillosos. La fracción arcillosa es del 11% y el mineral arcilloso predominante es la montmorilonita (Cornforth y Vessely, 1992).

2.1.4 Instrumentación y monitoreo

Dos semanas después de la falla (febrero 1975), se colocaron 27 puntos de referencia, tomándose frecuentes mediciones de los movimientos verticales y horizontales, durante los siguientes 15 años.

Un mes después del deslizamiento se estableció una red de las grietas, las cuales formaron un arco paralelo a la unidad litológica 1, a unos 230 m de la misma unidad.

Dos de los puntos de referencia, cercanos al centro del deslizamiento, permitieron tipificar el movimiento. El punto de referencia entre la unidad litológica 1 y las grietas, registró un movimiento horizontal así como vertical y el resto de los puntos, abajo de las grietas, solo registraron movimientos horizontales, indicando que la zona de cortante en la base del deslizamiento era un plano horizontal. El desplazamiento horizontal total fue de 6 m.

Debido a que el suelo arriba de las grietas tenía un mayor movimiento vertical que el resto de la ladera, fué evidente que el deslizamiento podía modelarse como uno de doble cuña.

El plano de falla se encuentra unos pocos metros abajo del límite superior del estrato de arenisca-lodolita débilmente cementado (unidad litológica 1), como se muestra en la Fig 2.1. Se colocaron inclinómetros que atravesaron la masa deslizante hasta el estrato de roca basáltica. Se colocaron piezómetros para obtener el perfil del nivel de aguas freáticas, de la sección en estudio. El nivel del agua registrado se consideró relativamente bajo.

2.1.5 Causa del deslizamiento

El deslizamiento en 1975 ocurrió sin causa aparente, natural o provocada por el hombre. La explicación para tal hecho se basó en que se trataba de una falla retardada.

Cuando en 1909 se iniciaron los trabajos para la construcción de la línea férrea, el estrato de arenisca-lodolita intemperizada recibió esfuerzos cortantes adicionales y gradualmente fue perdiendo resistencia hasta que en 1975 la resistencia al cortante de aquel estrato era más baja que el esfuerzo cortante aplicado, causando el rápido movimiento inicial.

El deslizamiento de 1990 se debió a los trabajos de excavación realizados casi por entero en la parte baja (cuña pasiva) de la masa deslizante, con el propósito de proporcionar seguridad a los usuarios del parque, retirando el material suelto que tendía a desprenderse. Al hacer esto se redujo la resistencia al cortante, mientras las fuerzas desestabilizadoras permanecían prácticamente inalteradas. El factor de seguridad se fue reduciendo progresivamente, provocando así que el movimiento se acelerara.

2.1.6 Medidas correctivas

Debido al mecanismo de falla de doble cuña y para lograr el equilibrio de las dos cuñas, se procedió a remover suelo de la parte superior (cuña activa) para disminuir la fuerza actuante sobre la cuña pasiva y colocar este material excavado para formar un terraplén en la cuña pasiva, para incrementar los esfuerzos efectivos normales y por lo tanto aumentar la resistencia al deslizamiento (Fig 2.2).

Debido a que la superficie de falla en la base del deslizamiento es horizontal, el peso extra del terraplén formado no añade ninguna componente a la fuerza desestabilizadora.

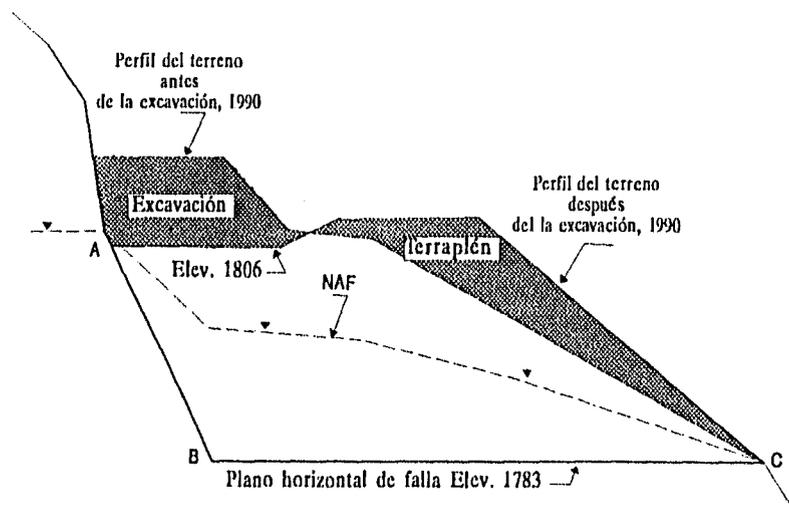


Fig. 2.2 Medidas correctivas en el deslizamiento reactivado en 1990 (Modificado de Cornforth y Vessely, 1992).

2.2 DESLIZAMIENTO EN EL ALTO CAUCA, COLOMBIA

2.2.1 Antecedentes

Los deslizamientos en el Alto Cauca ocurrieron después del sismo del 31 de marzo de 1983, a 3 km al noreste de la ciudad de Popayán, al suroeste de Colombia.

No se dispone del registro de aceleraciones, pero se estimó que el sismo tuvo una duración de 15 a 18 segundos, con una aceleración horizontal máxima de 0.20 a 0.30g. El desplazamiento vertical máximo fue de 40 cm. Fue un evento sísmico localizado, limitado a un área de 45x25 km, típico de Centro y Sur América.

El sismo está relacionado a la actividad de la falla de Rosas-Julumito que forma parte del sistema de fallas de Romeral, en Colombia.

El primer deslizamiento ocurrió diez días después del sismo antes mencionado. La masa deslizante fue de aproximadamente 25,000 m³ de suelo, 55 m de canal se destruyeron y aproximadamente 3,000 m³ de agua de los canales dañados se incorporaron al suelo. El nivel de aguas freáticas estaba relativamente alto, pero la precipitación pluvial estaba dentro del rango normal.

El segundo deslizamiento se presentó ocho meses después, con características similares al anterior y a unos 50 m de aquél. Se deslizaron aproximadamente 8,000 m³ de suelo y se destruyeron 40 m de canal, esta vez sin agua. El rango de precipitación era normal para esa época del año.

2.2.2 Caracterización del sitio y de los materiales

En la Fig 2.3 se muestra el perfil de los deslizamientos en el Alto Cauca.

La superficie de falla ocurrió en la base de la ceniza volcánica descompuesta y casi a lo largo del contacto con la ignimbrita.

Los depósitos de ceniza volcánica son limo arcillosos y limo arenosos, con una baja densidad y de alta sensibilidad.

Estos suelos son altamente porosos y ligeramente cementados. La pendiente del deslizamiento en la parte superior es prácticamente vertical, ya que la ceniza volcánica tiende a degradarse por la formación de grietas verticales seguida por la separación de delgadas láminas verticales, a consecuencia de su estructura y proceso de formación.

Se realizaron pruebas triaxiales CU y UU, midiendo la presión de poro. La resistencia se evaluó en condiciones estáticas y dinámicas en muestras inalteradas. También se realizaron pruebas CU en muestras remoldeadas.

Las propiedades índice y mecánicas de la ceniza volcánica se resumen en la Tabla 2.1.

TABLA 2.1 RANGO DE PROPIEDADES DE LA CENIZA VOLCANICA DESCOMPUESTA (Rodríguez y Porán, 1993).

PROPIEDADES INDICE'

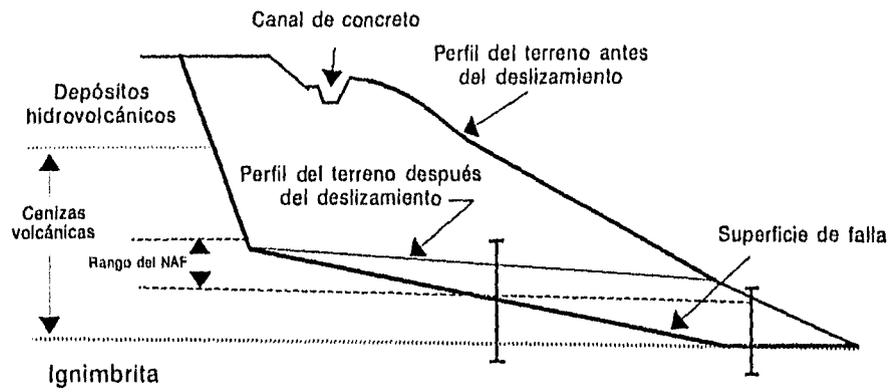
DENSIDAD ESPECIFICA	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)	SENSITIVIDAD	RESISTENCIA AL CORTANTE CU (kPa)
2.55-2.61	40-106	15-140	70-110	=10	74 (promedio)

PARAMETROS DE RESISTENCIA DE ENSAYES TRIAXIALES CONSOLIDADOS NO DRENADOS

CON ESFUERZOS EFECTIVOS ESTATICOS (INALTERADA)		CON ESFUERZOS EFECTIVOS ESTATICOS (REMOLDEADA) ⁱⁱ		CON ESFUERZOS TOTALES (CARGA RAPIDA)		CON ESFUERZOS TOTALES (TRIAxIAL CICLICA) ⁱⁱⁱ	
c' (kPa)	φ' (Grad)	c' (kPa)	φ' (Grad)	c (kPa)	φ (Grad)	c (kPa)	φ (Grad)
34.3	30	0	16	63.7	15.36	45-53	16

- Notas: i) Las propiedades índice se obtuvieron en muestras de la ceniza volcánica de varias perforaciones realizadas en el deslizamiento en el Alto Cauca.
 ii) Los resultados son de muestras remoldeadas. Todos los demás ensayos se realizaron en muestras inalteradas después del sismo.
 iii) Los resultados se obtuvieron para 4 a 9 ciclos de carga.

Deslizamiento en el Alto Cauca en Abril de 1983



Deslizamiento en el Alto Cauca en Diciembre de 1983

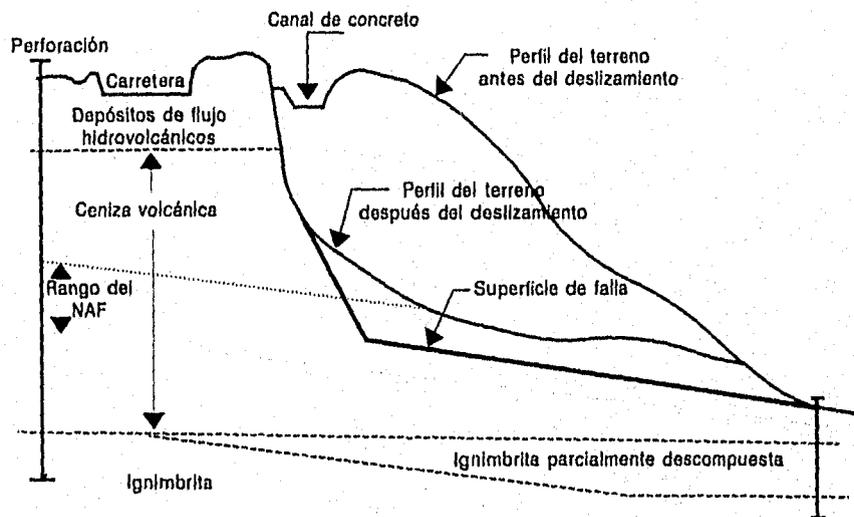


Fig. 2.3 Deslizamientos en el Alto Cauca en 1983 (Modificado de Rodríguez y Porán, 1993).

2.2.3 Causa del deslizamiento

El principal efecto del sismo fue reducir la resistencia al esfuerzo cortante de la ceniza volcánica, debido a las deformaciones permanentes. Estas deformaciones produjeron una pérdida permanente del 65% de la cohesión.

La sensibilidad típica de estos suelos fue evidente cuando la masa deslizante se degradó, formando un flujo de material que se extendió más allá del deslizamiento.

2.2.4 Procedimiento de análisis

Se efectuó primeramente un análisis estático, con las condiciones prevalecientes antes del sismo, utilizando el método de Bishop simplificado para 2 y 3 dimensiones. Se consideró la posible anisotropía de la ceniza volcánica y se utilizó también el método de Janbú generalizado bidimensional.

De los resultados se concluyó que el efecto en 3 dimensiones es despreciable, como una consecuencia de la uniformidad de la sección transversal con pendiente vertical.

En la Tabla 2.2 se muestran los factores de seguridad para este análisis. El factor de seguridad varió entre 1.4 y 1.6 dependiendo del nivel de aguas freáticas. Por lo tanto, la ladera era estable antes del sismo, lo cual es consistente con lo observado en el campo.

TABLA 2.2 FACTORES DE SEGURIDAD ESTATICOS ANTES DEL SISMO (Rodríguez y Porán, 1993).

METODO DE ANALISIS	PARAMETROS DE RESISTENCIA PARA LA CENIZA VOLCANICA			SUPERFICIE DE FALLA		SUPERFICIE CRITICA DE FALLA CALCULADA
	c_v' (kPa) (2)	c_h' (kPa) (3)	ϕ' (Grad) (4)	2D (5)	3D (6)	2D (7)
(1)						
BISHOP	35	35	30	1.68-1.94	1.69-1.95	1.40-1.62
JANBU	35	35	30	1.55-1.78		
BISHOP	10	30	30	1.42-1.64	1.44-1.66	1.25-1.46

- Notas: i) En (1), los resultados del análisis de Bishop se obtuvieron utilizando el programa CLARA. Se utilizó el Procedimiento Generalizado de Dovelas para obtener los resultados de Janbu.
 ii) En (2) y (3) c_v' y c_h' son los valores de la cohesión medida en las direcciones vertical y horizontal, respectivamente.
 iii) 2D y 3D en (5), (6), (7) indican representaciones de las dovelas en dos y tres dimensiones, respectivamente.
 iv) El rango del Factor de seguridad indicado en cada caso corresponde al valor máximo y medio del nivel de aguas freáticas, respectivamente.
 v) Se utilizó un $\phi=30'$ para los depósitos de flujo hidrovolcánico en todos los casos.

Se efectuó seguidamente un análisis pseudoestático, en el que se utilizaron coeficientes sísmicos horizontales y verticales, para calcular la aceleración de fluencia.

En este análisis también se consideró la anisotropía (reducción de la cohesión vertical) de la ceniza volcánica.

En la Tabla 2.3 se muestran los valores de la aceleración de fluencia (aceleración correspondiente a un factor de seguridad unitario), para cierto rango de propiedades de la ceniza volcánica.

Se tomaron los valores de 0.10 a 0.15g de la aceleración de fluencia para los análisis subsecuentes.

Los resultados indican un fuerte efecto de la aceleración vertical. El valor de la aceleración de fluencia se reduce en un 30% para aceleraciones verticales de 0.3g y el factor de seguridad se reduce en un 7%, de esto último se deduce que el efecto de la aceleración vertical en el factor de seguridad está influenciado por la cohesión y la resistencia friccionante del suelo.

Para el sismo en estudio y para fines de cálculo, se determinó que la aceleración vertical fuese igual a la horizontal del sitio.

TABLA 2.3 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS SEUDOESTATICO (Rodríguez y Porán, 1993).

METODO DE ANALISIS (1)	TIPO DE ANALISIS (2)	PARAMETROS			ACELERACION HORIZONTAL DE FLUENCIA (%) (6)
		a_v (%) (3)	c_h (kPa) (4)	c_v (kPa) (5)	
JANBU	2Df	0	50	50	16.5
BISHOP	3Df	0	50	50	25
	2Df	0	50	25	22
	2Dc	0	50	50	20
	2Dc	30	50	50	14.5
	2Dc	0	50	25	16.5
	2Dc	30	50	25	11.5
	2Dc	0	50	10	4.5
	2Dc	30	50	10	3.5

Notas: i) Tipo de análisis (2):

2Df: En dos dimensiones para la superficie de falla observada.

2Dc: En dos dimensiones para la superficie de falla crítica calculada.

3Df: En tres dimensiones para la superficie de falla observada.

ii) En (4) y (5) c_h y c_v son las componentes de la cohesión horizontal y vertical, respectivamente. $\phi=16^\circ$ se utilizó en todos los casos. a_v es la aceleración vertical.

iii) Se utilizó un $\phi=30^\circ$ para el depósito de flujo hidrovolcánico en todos los casos.

El análisis dinámico se efectuó para calcular los desplazamientos inducidos por el sismo, utilizando el concepto del bloque propuesto por Newmark (1965) y basándose en el método propuesto por Makdisi y Seed (1977).

De las pruebas triaxiales cíclicas se obtuvo un módulo al cortante de 1750 t/m² a 0.1% de deformación.

El período natural para el depósito de suelo del Alto Cauca se estimó en 1.0 seg. El período dominante para el sismo de Popayán se determinó en 0.35 s, tomándose como referencia el sismo de El Salvador en 1986.

La relación entre el periodo natural del depósito y el periodo dominante del movimiento fue de 2.85 y para deformaciones pequeñas, la amplificación o atenuación en la ladera no fue significativa.

Utilizando el registro de aceleraciones del sismo de El Salvador de 1986 y los valores de la aceleración de fluencia, antes apuntados, el desplazamiento permanente calculado fue de 1.0 cm.

Basándose en observaciones de campo y en las deformaciones permanentes calculadas, se concluyó que el sismo, aunque provocó algunas grietas no indujo la falla, pero las deformaciones, aunque pequeñas, redujeron constantemente la resistencia del suelo, debilitando la ladera.

La aceleración vertical fue muy alta debido a la profundidad focal de 12 km y a la cercanía del epicentro, 4 km. Esta aceleración tiene un efecto significativo en la aceleración de fluencia y debe considerarse en el análisis de estabilidad de casos similares.

Se efectuó un análisis estático final, para obtener los parámetros de resistencia a la falla (factor de seguridad de 1.0), con las condiciones prevaletientes después del sismo, considerando los efectos de grietas, fisuras y el nivel de aguas freáticas por precipitación pluvial.

Los resultados muestran que por efecto del sismo y del nivel de aguas freáticas, la cohesión se redujo de 3.5 t/m² a 1.25 t/m².

En este análisis se supuso que la resistencia por fricción no fue afectada por el sismo.

Considerando la anisotropía se obtuvo un valor de 0.5 t/m² y 1.5 t/m² para la cohesión en los planos de falla vertical y horizontal, respectivamente.

El efecto de la anisotropía es secundario, pero sí puede influenciar la forma de la falla y favorecer la formación de grietas y planos verticales de falla.

2.3 COMENTARIOS

El análisis de estabilidad de la ladera natural localizada en la Presa de Pelton y de los deslizamientos en El Alto Cauca se realizaron post-falla, lo que permitió hacer un análisis retrospectivo y comparar los resultados teóricos con lo observado en el campo.

En el caso de la ladera en Pelton, la instrumentación y las observaciones de campo permitieron modelar la falla por medio del equilibrio de cuñas y emplear un análisis de equilibrio límite para evaluar su estabilidad. Este mecanismo de falla es propio de cierta geometría de las superficies de contacto, y también de las propiedades geotécnicas del material que componen la masa deslizante y las superficies de contacto, como es el caso de esta ladera. En cuanto a las medidas correctivas aplicadas, el efecto de estabilización que se busca al realizar la excavación de la parte superior de la cuña activa y colocar un terraplén en la parte inferior de la ladera (cuña pasiva) para aumentar la resistencia al deslizamiento, varía de acuerdo a las condiciones de cada problema.

Al utilizar un corte (excavación), en general, se reduce el tamaño de la masa deslizante. Al emplear este tipo de solución (excavación-terraplén) para estabilizar una ladera, deben tomarse en cuenta las diferentes modificaciones que podrían ocurrir en la superficie crítica de deslizamiento.

Como los deslizamientos en El Alto Cauca se presentaron tiempo después de ocurrido el sismo, se podría tratar la falla como un problema estático utilizando la resistencia reducida debido a las deformaciones permanentes, lo que serviría para documentar la validez de los procedimientos estáticos y pseudoestáticos.

Debido a la geometría y geología de estas laderas (y por ende, la forma del deslizamiento), podría también tratarse la falla como una falla progresiva. En este caso vale recordar que, como las características de esfuerzo-deformación en puntos diferentes dentro del terraplén (superficie de falla) no son las mismas, será imposible movilizar simultáneamente el esfuerzo desviador máximo de esos puntos cuando se suponen iguales deformaciones dentro del terraplén. Utilizar los esfuerzos desviadores máximos en el análisis de estabilidad, cuando se suponen iguales deformaciones, conducirá a una sobrestimación del factor de seguridad.

3. DESCRIPCION CRONOLOGICA DE ALGUNOS TRABAJOS BASADOS EN EL MECANISMO DE FALLA DEL BLOQUE RIGIDO Y LOS DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES PROVOCADOS POR SISMO.

El análisis de estabilidad de presas de tierra y terraplenes ha tenido un considerable desarrollo desde la década de los sesentas, con los métodos de análisis seudoestáticos donde el objetivo primordial era la adecuada determinación y selección del coeficiente sísmico a ser utilizado en el diseño, hasta las actuales técnicas de los elementos finitos.

A continuación se presenta una breve descripción de algunos de los trabajos realizados en las últimas tres décadas, enfocados al análisis del mecanismo de falla del bloque deslizante y el cálculo de los desplazamientos permanentes provocados por sismos.

Bolton Seed y Richard Goodman (1964) presentan un análisis seudoestático para determinar la aceleración de fluencia y la localización de la superficie de falla, como parte del análisis de estabilidad global de laderas sujetas a sismos.

Deducen que la determinación de la aceleración de fluencia requiere el conocimiento de las características de resistencia bajo deformación plana, presiones de confinamiento extremadamente bajas y que su valor está determinado por las características del suelo y la geometría de la ladera.

Realizaron pruebas experimentales, con la mesa vibradora, para pequeños terraplenes de arena sujetos a aceleraciones horizontales.

De la teoría y la experimentación concluyen que, la magnitud de deformación de la masa bajo la acción de la aceleración horizontal depende de la magnitud de la aceleración y del intervalo

de tiempo en el que actúa dicha aceleración.

Aunque no incluyen el cálculo de los desplazamientos, sí mencionan que es necesario calcular la magnitud de los desplazamientos que ocurrirían si la aceleración de fluencia fuera excedida.

Para materiales granulares uniformes en condiciones densas, existe una pequeña resistencia desarrollada a una presión de confinamiento de cero. El efecto de este valor es incrementar la magnitud de la aceleración de fluencia y que el deslizamiento ocurra a una mayor profundidad desde la superficie de la ladera.

Para el caso de una ladera de longitud infinita, la superficie crítica de deslizamiento se desarrolla a cierta profundidad de la superficie. El movimiento del bloque de suelo es resistido no sólo por la resistencia al cortante a lo largo de la base de la masa de suelo, sino también por el empuje pasivo de la cuña al pie de la ladera. Representan este empuje por una resistencia al cortante equivalente, que actúa en la base del deslizamiento.

La expresión para el cálculo de la aceleración de fluencia que derivan es:

$$K_y(\text{horiz.}) = \tan(\phi - \alpha) + \left[\frac{s_i}{d\gamma\Psi} + \frac{P}{l} \right] \quad (3.1)$$

donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo; α ángulo de inclinación de la superficie de falla, respecto a la horizontal; s_i es la resistencia al cortante para una presión de confinamiento de cero; P es el empuje pasivo; l es la longitud de la superficie de falla; d es la altura del bloque; γ es el peso específico del material y $\Psi = \cos\alpha + \sin\alpha \tan\phi$.

Los valores determinados con esta ecuación coinciden con los determinados en los ensayos de los modelos con arena. Con la observación de que, para taludes largos, la ecuación podría conducir a una sobreestimación de la aceleración de fluencia y proporcionar un falso sentido de seguridad.

N. M. Newmark (1965) propuso unas gráficas para la estimación rápida de los desplazamientos permanentes provocados por un sismo. Su objetivo era determinar el asentamiento en la cresta de las presas, debido al deslizamiento acumulado en ambos taludes.

Estableció por primera vez que los desplazamientos causados por el sismo, cuando la aceleración del movimiento sobrepasa el valor de la aceleración que provoca un estado de equilibrio límite en la masa de suelo (aceleración de fluencia), proporciona un mejor criterio para evaluar la estabilidad de una ladera.

Con su método se requiere conocer la historia de aceleraciones del movimiento sísmico y de este registro pueden calcularse por integración, las velocidades y los desplazamientos respectivos.

Simplificó los tipos de movimientos al de un bloque rígido de peso W , que se desliza sobre una superficie plana en la que se desarrolla una resistencia rígido-plástica.

Asume que para las condiciones de equilibrio, las fuerzas a considerar son, la fuerza desestabilizadora, es decir la fuerza de inercia correspondiente a una aceleración de fluencia horizontal constante y la fuerza resistente máxima, correspondiente a la resistencia cortante no drenada mobilizada por las condiciones sísmicas.

El análisis de estabilidad conduce a la determinación de la aceleración de fluencia o coeficiente de resistencia máximo, N , como una medida de la resistencia máxima al deslizamiento y su cálculo implica la utilización de las propiedades del material relacionadas a la situación sísmica. Se tiene entonces una expresión para el coeficiente de resistencia máximo N , igual a:

$$N = \frac{s_q}{p'} \left(1 - \frac{\sum u_p d_s}{\sum \gamma h d_s} \right) \quad (3.2)$$

donde, s_q es la resistencia al cortante no drenada; p' es la presión efectiva; u_p es la presión de poro; γ es el peso específico del material; h es la altura del elemento y d_s es la longitud del bloque, en la que actúa la resistencia.

Para el cálculo del desplazamiento considera el mismo cuerpo rígido de peso W y masa m . Toma en cuenta el movimiento del bloque, el movimiento del terreno y el movimiento relativo de la masa respecto al terreno.

La aceleración máxima del sismo, A_g , se considera como un pulso rectangular, para simplificar los cálculos y, N_g , es la aceleración de fluencia que al ser sobrepasada por A_g causará que la masa se deslice. El desplazamiento relativo máximo, u , será:

$$u = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A} \right) \quad (3.3)$$

donde, V es la máxima velocidad del terreno; A es la aceleración máxima del terreno; g es la aceleración de la gravedad y N es el coeficiente de resistencia máxima o coeficiente sísmico de fluencia.

Esta expresión sobreestima el desplazamiento porque no toma en cuenta los pulsos en direcciones opuestas e indica que el desplazamiento es proporcional al cuadrado de la velocidad máxima del sismo.

Newmark realizó el análisis con cuatro sismos de la costa oeste de U.S.A, normalizándolos a una aceleración máxima de $0.5g$ y una velocidad máxima del terreno de 0.76 m/s.

En la Fig 3.1 se muestran los resultados para una resistencia simétrica y asimétrica. Propone fronteras superiores para ambos casos.

De las gráficas se deduce que el desplazamiento máximo se incrementa rápidamente cuando N disminuye. Cuando el movimiento toma lugar con una resistencia diferente en cada dirección, el desplazamiento se incrementa notablemente.

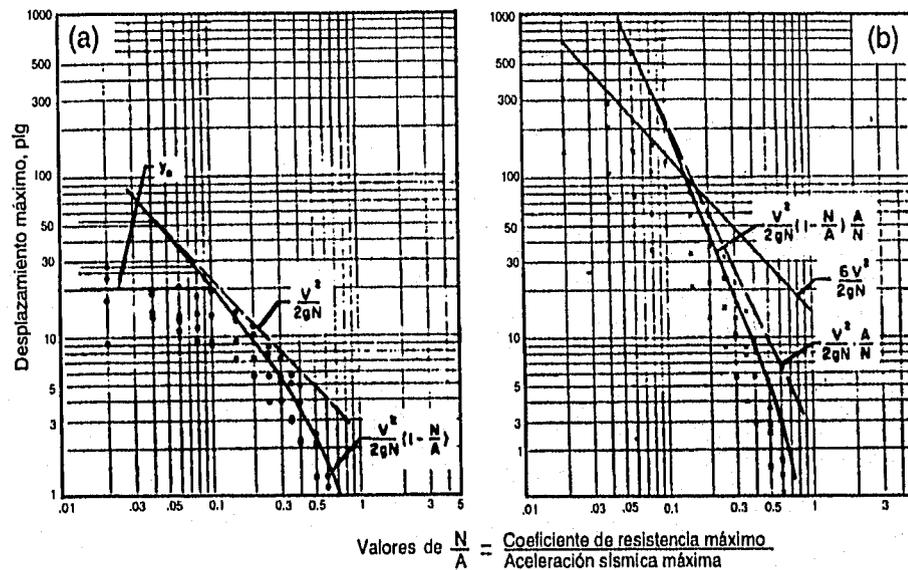


Fig 3.1 Desplazamiento estándar para sismos normalizados

(a) Para resistencia simétrica

(b) Para resistencia asimétrica

(Modificado de Newmark, 1965).

Newmark puntualiza que los valores usuales del coeficiente de resistencia máximo, N , en el diseño sísmico de presas se encuentran en el rango de 0.1 a 0.15.

S. K. Sarma (1975) propone el modelo de Newmark para analizar el efecto de las fuerzas de inercia y las presiones de poro en el factor de seguridad, la aceleración de fluencia y los subsecuentes desplazamientos, durante un sismo.

Basa su estudio en los principios de equilibrio límite y que el material obedece el criterio de falla de Mohr Coulomb para esfuerzos efectivos.

Realiza el análisis para obtener los desplazamientos permanentes ocasionados por una acción sísmica, en suelos granulares sin cohesión, esto último por razones de simplicidad, pero esto no restringe su modelo.

Considera que si el factor de seguridad es mayor que la unidad para condiciones estáticas, este factor de seguridad puede reducirse a la unidad o aún menos, durante un sismo, por las siguientes razones:

1. Las fuerzas de inercia que se generan en la masa de suelo por la vibración sísmica. Estas fuerzas junto con las fuerzas estáticas pueden reducir el factor de seguridad a valores menores que la unidad.
2. La presión de poro en la masa de suelo puede incrementarse durante la carga sísmica. Este incremento reduce la resistencia total del material, lo que conducirá a un estado de falla.

Obtiene una ecuación cuadrática para el factor de seguridad dinámico, tomando en cuenta la presión de poro total. Para el cálculo del exceso de la presión de poro, utiliza la relación de Skempton (1954), la cual fué derivada bajo condiciones estáticas y que relaciona el cambio de la presión de poro al cambio de esfuerzos, mediante dos parámetros, A y B .

Sarma utiliza un procedimiento experimental para determinar el parámetro A y utilizarlo en el análisis de estabilidad de presas y terraplenes. De la misma ecuación para el factor de seguridad dinámico F_d , obtiene la ecuación para el coeficiente sísmico de fluencia K_c .

Utiliza diferentes tipos de pulsos para modelar el movimiento, obteniendo para cada uno de ellos una expresión para calcular el desplazamiento total, como solución a la ecuación de la aceleración del bloque rígido, relativa a la superficie plana. En su derivación utiliza la aceleración máxima y el período dominante, como parámetros característicos del movimiento. El desplazamiento relativo se mide en una sola dirección, hacia abajo de la ladera.

Concluye que el factor de seguridad y el desplazamiento dependen de la geometría, de la resistencia del material, de los parámetros A y B, de la presión de poro y del valor de la fuerza de inercia. Además que, la dirección de la fuerza de inercia no influye significativamente en sus valores, por lo que, se puede utilizar en el análisis una aceleración horizontal.

El cálculo del desplazamiento permanente varía dependiendo de la forma del pulso y es proporcional al cuadrado del período. El desplazamiento total final se puede obtener de la Fig 3.2. Para relaciones del coeficiente sísmico de fluencia K_c y el coeficiente sísmico máximo K_m (amplitud máxima del pulso), K_c/K_m , recomienda que, para $K_c/K_m < 0.5$ el pulso triangular es el más adecuado y para $K_c/K_m > 0.5$, el pulso rectangular.

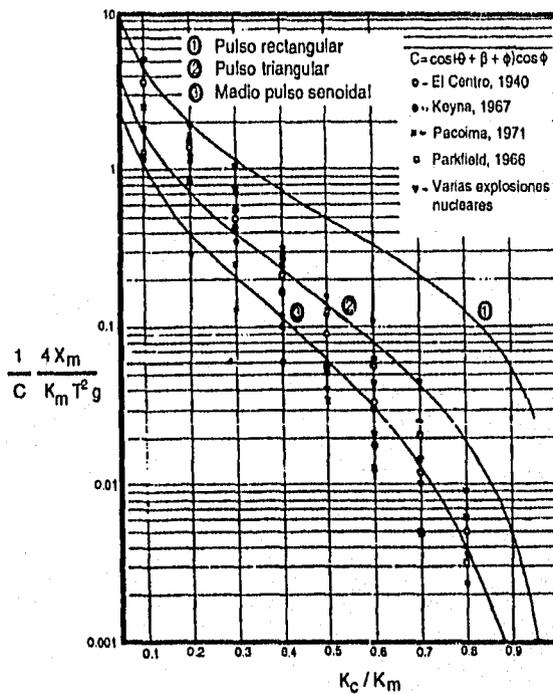


Fig. 3.2 Variación del desplazamiento adimensional con k_c/k_m . (Modificado de Sarma, 1975).

F. I. Makdisi y H. B. Seed (1978) proponen un método que se basa en el concepto de los desplazamientos permanentes propuesto por Newmark (1965), pero modificado para permitir la respuesta dinámica del terraplén, como propuso Seed y Martin (1966).

El método consiste de los siguientes pasos:

1. Cálculo de la aceleración de fluencia. La aceleración de fluencia depende de la geometría del terraplén, la resistencia no drenada (o la resistencia reducida por carga cíclica) y la localización de la masa potencial deslizante.
2. Cálculo de las aceleraciones del terraplén inducidas por el sismo. Para calcular la respuesta dinámica del terraplén en la superficie de falla, utilizaron dos métodos; el método de los elementos finitos empleando el método lineal equivalente y el método de la viga de cortante unidimensional con propiedades viscoelásticas.
3. Cálculo de los desplazamientos permanentes. Al asumir una dirección del plano de falla y obtener la ecuación de movimiento para la masa que se desliza a lo largo de ese plano, los desplazamientos que ocurrirán cuando la aceleración de fluencia, K_y , sea excedida, se pueden calcular por doble integración.

Es un método aproximado, con hipótesis simplificadas que pueden conducir a resultados conservadores y que está restringido a terraplenes compactados de arcilla o de suelos granulares secos o densos, que experimenten muy poca reducción en su resistencia debido a carga cíclica. Asumen una superficie de falla horizontal pero ésta también puede ser circular.

Proporcionan dos gráficas, con las que se pueden calcular los desplazamientos permanentes para terraplenes con alturas de 30 a 60 metros y para sismos con magnitudes de 6.5 a 8.25. Para su uso se requiere el conocimiento de la aceleración máxima en la cresta y el período natural del terraplén, debido a un sismo dado, Figs 3.3 y 3.4.

Concluyen que los desplazamientos permanentes, $U_{máx}$, provocados por un sismo dado, están controlados por los siguientes factores:

1. La amplitud de las aceleraciones inducidas, $K_{máx}$. Esta amplitud es función del movimiento de la base, de las características de amplificación del terraplén y de la localización de la masa deslizante en el terraplén, y/h .
2. El contenido de frecuencia de la historia de aceleraciones. Este contenido de frecuencias está gobernado por la altura del terraplén y las características de rigidez, $G/G_{máx}$, y está usualmente dominado por la primera frecuencia, T_0 , del terraplén.
3. La duración más significativa de la vibración. La duración es una función de la magnitud, M , del sismo especificado.

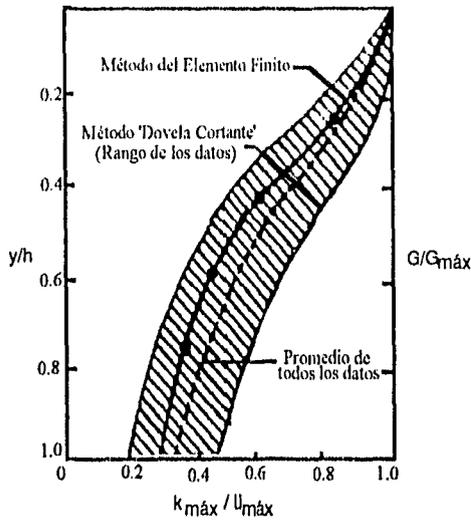


Fig. 3.3 Variación de la relación de las aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante.
(Modificado de Makdisi y Seed, 1978).

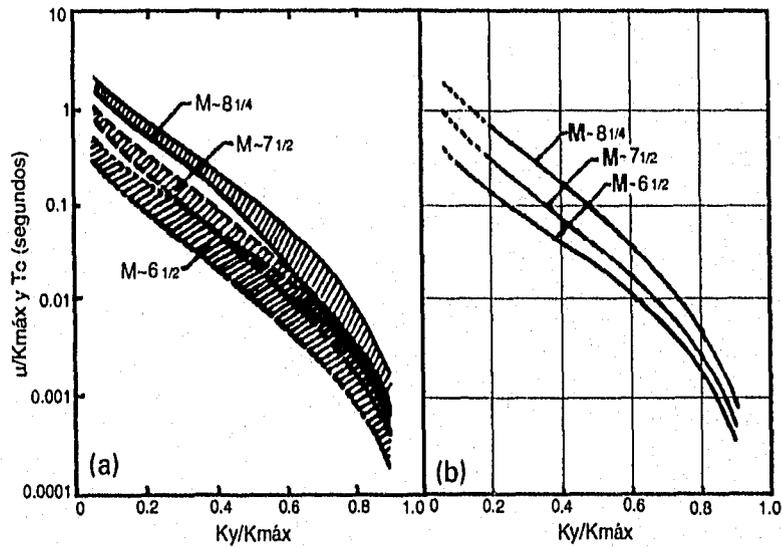


Fig. 3.4 Variación de la Aceleración de Fluencia con el:
a) Desplazamiento normalizado (de todos los datos)
b) Desplazamiento normalizado promedio
(Modificado de Makdisi y Seed, 1978).

D. Reséndiz y M. P. Romo (1981) Proponen un procedimiento simplificado para el cálculo de las deformaciones permanentes inducidas sísmicamente. Este procedimiento es una extensión del método desarrollado por ellos (Reséndiz y Romo, 1972), para el cálculo de las deformaciones permanentes desarrolladas en terraplenes durante su construcción.

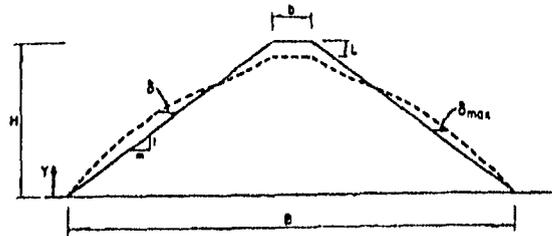
El asentamiento de la cresta debido a las deformaciones plásticas inducidas sísmicamente, se obtiene por integración de los movimientos horizontales, δ . Asumen que el volumen y el ancho de la cresta no cambian durante el proceso de deformación. La pérdida de bordo libre, L , se obtiene con la siguiente expresión,

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B+b)} \left[\left(\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{H} \right)_u + \left(\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{H} \right)_d \right] \quad (3.4)$$

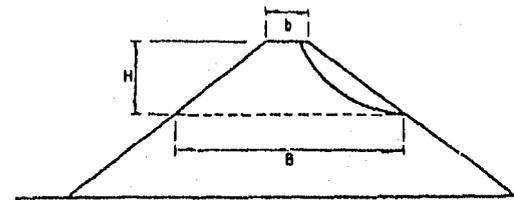
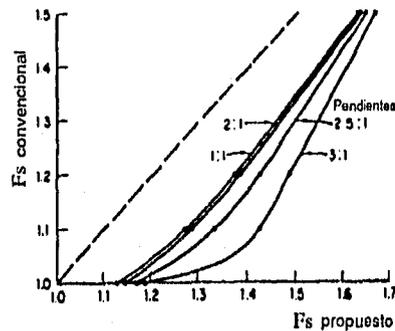
donde, H es la altura del terraplén, B es el ancho de la base del terraplén, b es el ancho de la cresta, los subíndices u y d denotan los taludes aguas arriba y aguas abajo, respectivamente y los valores de $(\delta_{m\acute{a}x}/H)$ se obtienen de una ecuación que utiliza un Factor de Seguridad que se obtiene de la transformación de un factor de seguridad convencional a través de un grupo de curvas, que ellos proporcionan.

Ofrecen una comparación de las deformaciones permanentes inducidas por el sismo del 14 de marzo de 1979, en las presas de La Villita y El Infiernillo, con las observadas en dichas presas, para evaluar la exactitud del método propuesto. Sus resultados son conservadores y con un orden de magnitud, tan exacto como se espera en este tipo de problemas.

Pérdida de bordo libre por deformación del terraplén



Relación entre el Factor de seguridad convencional y el Factor de seguridad a usar



Variables para una superficie de falla superficial

Fig 3.5 Modelo mecánico para el cálculo de la pérdida de bordo libre en presas (Modificado de Reséndiz y Romo, 1981).

C. Chang, W. F. Chen y J. T. P. Yao (1984) Dentro de un análisis seudoestático desarrollan un modelo para la evaluación de los desplazamientos permanentes provocados por una acción sísmica, basándose en el procedimiento analítico de Newmark.

Su procedimiento incluye los siguientes pasos:

1. Determinar el mecanismo de falla y la correspondiente aceleración de fluencia.

Para ello consideran que la superficie plana y la espiral logarítmica, son las únicas dos superficies permitidas en el análisis para el movimiento del bloque rígido. Establecen que el deslizamiento comenzará si el trabajo realizado por las cargas externas excede la disipación interna de energía. Igualando estas energías obtienen el coeficiente sísmico de fluencia, el cual se utilizará para aplicar las fuerzas seudoestáticas a la ladera.

2. Determinar la estabilidad de la ladera, basándose en el desplazamiento total calculado por el análisis del bloque deslizando.

Con la aceleración de fluencia y las aceleraciones inducidas por el sismo se calcula la aceleración del bloque, para los diferentes mecanismos de falla. La magnitud de los desplazamientos se puede evaluar al integrar todas las velocidades positivas del sismo. En el análisis la velocidad negativa o hacia arriba de la ladera, no se considera.

Concluyen también que el análisis pseudoestático es un método aceptable para algunos tipos de suelo, aquéllos que no sufren un sustancial incremento de las presiones de poro o pérdida significativa de la resistencia debida al sacudimiento sísmico y los desplazamientos asociados.

J. Lin y Robert V. Whitman (1986) presentan una formulación alternativa para obtener el desplazamiento permanente y su probable distribución en el tiempo, basándose en el concepto del bloque rígido de Newmark.

Consideran que para mejorar el cálculo de los desplazamientos permanentes provocados por sismo deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

1. Las características importantes del movimiento del terreno deben incorporarse adecuadamente al análisis.
2. El mecanismo físico del desarrollo de los desplazamientos permanentes deben incorporarse en la formulación.

En el mecanismo de falla del bloque deslizando, el desplazamiento permanente se acumula a través de todo el deslizamiento que se efectúa durante el sismo. Esto puede considerarse como un fenómeno de fatiga. Para un problema de este tipo, Whitman utiliza el modelo estacionario equivalente de Vanmarcke-Lai (1980). Este modelo sólo necesita cuatro parámetros para describir el efecto dañino de una excitación, estos parámetros son: la frecuencia, el amortiguamiento del terreno, la raíz cuadrada de la aceleración y la duración del movimiento estacionario equivalente.

El contenido de frecuencias de una excitación afecta en mucho el valor del desplazamiento permanente total y para caracterizar el contenido de frecuencias, utilizan la función de densidad espectral de Kanai-Tajimi.

Si el bloque deslizando está sujeto a un movimiento compuesto de una serie de pulsos idénticos pero con diferentes amplitudes que siguen la misma distribución, con una función de densidad de probabilidad se puede determinar el valor probable del desplazamiento total.

La probabilidad de que el desplazamiento permanente de un bloque deslizando exceda un cierto umbral, en un período de tiempo, puede obtenerse con las distribuciones de probabilidad de las aceleraciones máximas y los parámetros del movimiento sísmico. La respuesta dinámica de la ladera no ha sido tomada en cuenta, pero puede incorporarse al análisis.

Crespellani, Madiari y Vannucchi (1992) proponen un procedimiento para el cálculo de los desplazamientos permanentes que se basa en el concepto de Newmark, pero al que le dan un carácter más general y flexible. Es aplicable a condiciones geométricas, morfológicas y estratigráficas complejas y consideran diferentes respuestas sísmicas locales de la masa en movimiento.

Básicamente su aportación consiste en tomar en cuenta el efecto de amplificación en la ladera y la variación con el tiempo de la resistencia al cortante debido al promedio de carga y a la degradación cíclica.

Calculan el desplazamiento permanente por integración numérica de la ecuación diferencial del movimiento relativo de la masa deslizante, utilizando el acelerograma de diseño y un coeficiente sísmico de fluencia que varía con el tiempo.

Para tomar en cuenta el efecto de amplificación se procede de la siguiente manera: Se determina la superficie de deslizamiento crítica con la hipótesis de una aceleración uniforme y constante, por cualquiera de los métodos de análisis pseudoestáticos convencionales. Se delimita entonces el volumen del suelo potencialmente deslizante. Se divide este volumen en zonas delimitadas de acuerdo a la geometría, estratigrafía y características geotécnicas. Se calcula la masa y el centro de gravedad de cada zona. Se determina entonces el acelerograma representativo de cada zona. Para esto se puede emplear cualquiera de los métodos comúnmente utilizados para determinar la respuesta sísmica de suelos (como el FLUSH para un análisis bidimensional con el método del elemento finito o el SHAKE para un análisis unidimensional).

Se puede también calcular la fuerza de inercia instantánea aplicada al centro de gravedad de cada zona. Luego determinar la fuerza de inercia resultante en cada zona homogénea, con su respectiva posición y dirección y finalmente calcular el desplazamiento acumulado, tomando en cuenta la variación con el tiempo de la fuerza de inercia, en magnitud, dirección y posición.

El coeficiente sísmico de fluencia está en función de la geometría, estratigrafía y características geotécnicas de la ladera. En particular está en función de la resistencia al cortante en condiciones sísmicas a lo largo de la superficie de falla.

La variación de la resistencia al cortante durante el sismo se debe al efecto de (1) el promedio de carga cuyo aumento induce un incremento en la resistencia, y (2) la degradación cíclica, probablemente asociada con el desarrollo de la presión de poro y/o el colapso de la estructura interna, sufriendo una reducción en la resistencia. Por lo que, el cálculo del coeficiente sísmico de fluencia, K_c , lo afectan con dos factores más que toman en cuenta lo expresado anteriormente.

La expresión para dicho coeficiente es la siguiente:

$$K_c(t) = K_{c,0} R(t) D(t) \quad (3.5)$$

donde, $K_{c,0}$ es el coeficiente sísmico de fluencia antes del sismo, correspondiente a la resistencia cortante disponible en condiciones estáticas, en la superficie de falla; $R(t)$ es un coeficiente relacionado al promedio de carga (Poulos, 1988); $D(t)$ es un índice de degradación cíclica de la resistencia al cortante, a lo largo de la superficie de falla.

Los pasos principales en el análisis se pueden resumir, en los siguientes:

- (a) Determinar la superficie de deslizamiento crítica, si es necesario, utilizando el análisis pseudoestático.
- (b) Determinar el coeficiente sísmico de fluencia, K_c .
- (c) Calcular el desplazamiento permanente por integración numérica de la ecuación diferencial del movimiento relativo de la masa deslizante, utilizando el acelerograma de diseño.
- (d) Calcular el desplazamiento permanente total como la suma de los desplazamientos incrementales, calculados en el paso anterior.
- (e) Comparar este desplazamiento con el permisible para la ladera.

Del ejemplo ilustrativo concluyen que los efectos de amplificación así como los efectos de degradación cíclica influyen en los desplazamientos, si se consideran separadamente. Cuando se consideran juntos, notan un efecto de compensación. Los resultados obtenidos cuando se asume un campo de aceleración uniforme en toda la masa, considerando los efectos de amplificación, no difieren significativamente de los obtenidos cuando se considera un campo no uniforme de aceleración.

4. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LADERAS SOMETIDAS A SISMOS

Dada la experiencia con los procedimientos desarrollados para analizar la estabilidad sísmica de presas de tierra y enrocamiento, éstos se aplican también a laderas naturales, a pesar de las diferencias sustanciales especialmente en lo que se refiere a la geometría y geomorfología de las laderas. Pero los métodos resultan ser idóneos para el análisis de estabilidad de laderas, si se trata de suelos arcillosos, suelos granulares secos o extremadamente densos y no se recomiendan para el análisis de laderas en suelos arenosos saturados, sueltos o moderadamente densos (Seed, 1979).

El análisis sísmico de laderas se puede dividir en tres pasos esenciales:

1. Caracterización de los movimientos sísmicos del terreno a ser utilizados en el diseño;
2. Evaluación de la respuesta de la ladera a los movimientos sísmicos de diseño; y
3. Cálculo de la estabilidad y deformación de la ladera a partir de su respuesta al movimiento sísmico de diseño.

4.1 SELECCION DEL REGISTRO DE ACELERACIONES

El movimiento de diseño es un factor crítico en la evaluación del comportamiento de laderas y en su selección se requiere experiencia y criterio, por lo cual se le debe dar especial atención en el proceso de diseño.

Los parámetros que pueden utilizarse para caracterizar los movimientos sísmicos incluyen la aceleración máxima, la velocidad máxima, el desplazamiento máximo, la duración, la intensidad espectral y también, el espectro de respuesta y los acelerogramas. Los parámetros usualmente se estiman de relaciones empíricas, utilizando la magnitud del sismo máximo esperado y las distancias entre las fuentes potenciales del sismo y el sitio de la ladera. El espectro de respuesta y la duración son los parámetros más importantes del movimiento sísmico y los acelerogramas utilizados para evaluar la respuesta de la ladera deben ser consistentes con estos parámetros.

En la caracterización de los movimientos sísmicos, la determinación de la aceleración máxima del terreno se puede lograr a través de un **análisis de riesgo sísmico** del sitio. Este análisis puede ser de naturaleza probabilista o determinista.

El método determinista se basa en la localización de las fuentes sísmicas contribuyentes, la magnitud del evento máximo para cada fuente, y una selección apropiada de la relación de atenuación. El método probabilista se basa también en el conocimiento de la estructura sismogénica regional, además de aplicar la teoría de la probabilidad usando tasas de excedencia de una magnitud dada en la región sísmica (Das, 1983; Vanmarcke, 1977; Krinitsky, 1993).

Los valores de la aceleración máximos obtenidos de un análisis de riesgo sísmico, con frecuencia representan los movimientos del terreno en campo libre, en el afloramiento rocoso. Es necesario entonces tener en mente la modificación de esta aceleración debido a las condiciones del suelo existentes en el sitio.

En la selección del registro de aceleraciones, deben tomarse en cuenta todos los registros que proporcionen una representación razonable de la **duración y contenido de frecuencias** de los sismos que podrían afectar el sitio. Hushmand et al.,(1990) y Anderson et al.,(1992) concluyeron que los sismos más distantes, con una mayor contribución de energía de bajas frecuencias, podrían provocar una amplificación del movimiento del terreno, es decir, que la energía de bajas frecuencias es amplificada por el suelo del sitio y que la energía de altas frecuencias se atenúa. Se recomienda entonces que los registros representen un rango potencial de sismos para el área, incluyendo sismos cercanos de menor magnitud y sismos más distantes de mayor magnitud.

Existen diferentes relaciones de atenuación que pueden utilizarse para estimar los movimientos del terreno. Joyner y Boore (1988), Campbell (1985) e Idriss (1987) proporcionan excelentes resúmenes de las relaciones de atenuación disponibles.

4.2 ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA

La determinación de la respuesta del sitio a las cargas dinámicas, matemáticamente corresponde al área de la teoría de propagación de ondas. La respuesta dinámica puede obtenerse al resolver las ecuaciones de movimiento que satisfacen las condiciones de frontera del modelo. Para casos simples las soluciones se obtienen de forma directa, en cambio se requieren soluciones numéricas para los casos de problemas con fronteras complejas.

Los procedimientos más comúnmente utilizados en el análisis de la la respuesta dinámica del sitio, que evalúan la influencia de las condiciones locales del suelo, son dos: (1) el análisis directo o convolución, que parte del movimiento sísmico especificado en la base rocosa y (2) la deconvolución, que obtiene los movimientos compatibles en la formación rocosa para un sismo especificado en la superficie libre.

Un análisis simplificado de la respuesta dinámica fué propuesto por Seed e Idriss (1982). Idriss (1990) modificó dicho método con el estudio del sismo de Loma Prieta de 1989. Los autores proponen dos gráficas (Fig 4.1) que muestran la amplificación o atenuación de la aceleración máxima de la formación rocosa, dependiendo del movimiento de entrada y la rigidez del suelo en el sitio.

Para definir si un suelo es rígido, de rigidez media o blando, puede utilizarse la Tabla 4.1, sugerida por Borchardt (1994). Para su uso es necesario tomar en cuenta que: (1) no es aplicable para sitios con velocidades de ondas de cortante menores que 100 m/s y (2) la velocidad de onda de cortante es un valor promedio de los 30 m superiores de suelo.

TABLA 4.1 CLASIFICACION DEL SUELO BASADA EN LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (BORCHERDT, 1994)

CLASIFICACION	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE (m/s)
ESTUDIO ESPECIAL	MENORES QUE 100
SUAVE	100 A 200
RIGIDEZ MEDIA	200 A 375
RIGIDO	375 A 700
ROCA	MAYORES QUE 700

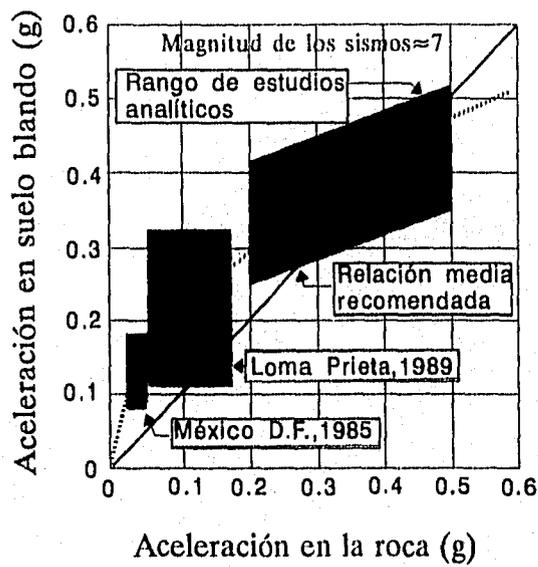
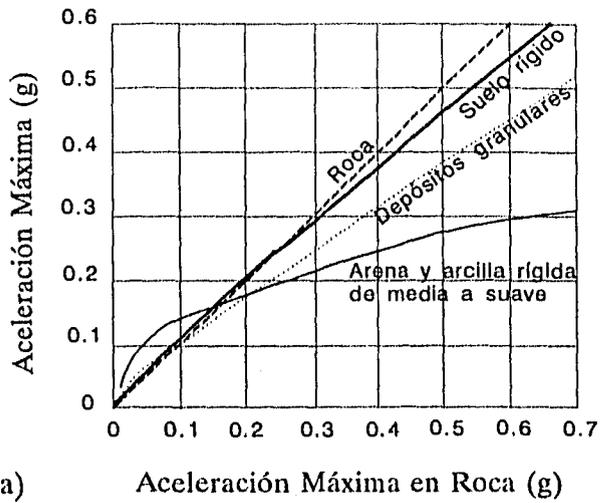


Fig. 4.1 Influencia de las condiciones locales en la Respuesta del suelo.
 (a) Seed e Idriss (1982)
 (b) Idriss (1990)

Singh y Sun (1995) presentan una gráfica (Fig 4.2) que proporciona una frontera superior de la aceleración máxima en la cresta debido a la amplificación de la aceleración máxima en la base.

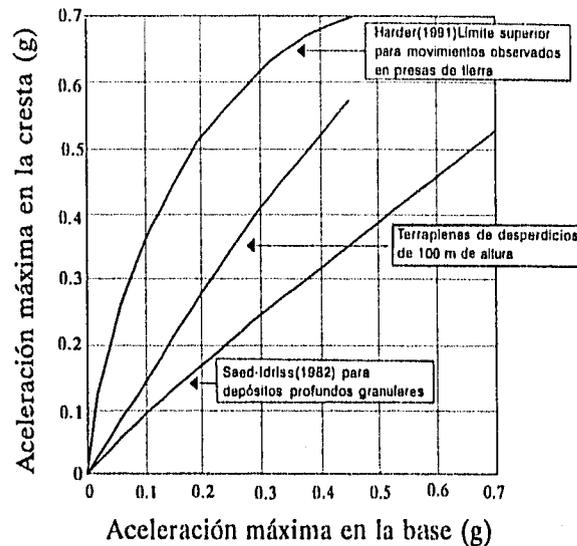


Fig. 4.2 Amplificación de la Aceleración para Presas de Tierra y Terrapienes (Singh y Sun, 1995).

El análisis simplificado envuelve una serie de hipótesis que pueden afectar la credibilidad del cálculo. Simplificaciones tales como el desacoplamiento del proceso de propagación de ondas cuando atraviesan diferentes materiales geológicos, el uso de las curvas promedio para los factores de amplificación, la determinación de las propiedades dinámicas del suelo, la estimación del período dominante del sismo de diseño. Bray et al.,(1995) sugieren que pueden ocurrir variaciones significativas en las aceleraciones obtenidas de las curvas promedio, debido a las características únicas de frecuencia de los diferentes registros de sismos, en combinación con la rigidez y el espesor del material.

Para determinar el efecto de las condiciones locales del suelo se puede realizar un análisis formal de la respuesta, a través de **análisis numéricos** de respuesta dinámica. Los análisis disponibles incluyen: análisis **unidimensionales** lineales equivalentes (Schnabel et al., 1972; Idriss y Sun, 1992; Bárcena y Romo, 1994); análisis unidimensionales no lineales (Matasovic, 1993; Lee y Finn, 1978); modelos **bidimensionales** lineales equivalentes y no lineales (Bardet, 1992; Romo et al., 1977); modelos probabilistas (Romo, 1976).

En el análisis de respuesta dinámica, con respecto a los efectos en 2 y 3 dimensiones, la pregunta es si la aceleración del terreno se modificará debido a la forma del terraplén, si se compara con las predicciones hechas con un análisis unidimensional. En el efecto de la geometría del terraplén, según se ha observado en presas de tierra, la forma triangular de la sección transversal contribuye a mayores aceleraciones en la cresta, que en la base (Makdisi y Seed, 1978). Por otro lado, análisis de los efectos bidimensionales en presas de tierra indican que los análisis unidimensionales realizados en diferentes puntos de la geometría, generalmente proporcionan un cálculo razonable, dentro del 15% de la respuesta (Vrymoed y Calzascia, 1978).

4.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Por lo general se utilizan dos parámetros para cuantificar el grado de estabilidad de una ladera natural en condiciones sísmicas, estos son: el factor de seguridad obtenido de un análisis seudoestático, y los desplazamientos permanentes estimados por un análisis dinámico.

Los métodos para calcular estos parámetros se pueden clasificar en tres categorías: el análisis seudoestático; los métodos simplificados, de los cuales la mayoría recurre al tipo de análisis de Newmark; y métodos numéricos más rigurosos, como el método del elemento finito, que se basa en modelaciones más sofisticadas de las leyes constitutivas del material y de las condiciones de frontera.

El criterio para definir cuales son los valores aceptables del factor de seguridad, debe establecerse con dos consideraciones importantes en mente, éstas son: (1) el grado de incertidumbre involucrado en la evaluación de las condiciones y la resistencia al cortante, y (2) las posibles consecuencias de falla.

La evaluación de las deformaciones en el análisis de estabilidad, debe incluirse tanto para laderas estables como para las inestables. En el primer caso, la evaluación de las deformaciones es el requerimiento para predecir la falla y en el último, las deformaciones post-falla pueden indicar si se trata de un movimiento lento, es decir alrededor de 0.1mm/día, y determinar si las estructuras están seguras y si pueden implementarse medidas correctivas durante el movimiento; o si se trata de un movimiento rápido, con velocidades mayores que 1.0m/seg y esto tiene ya implicaciones catastróficas (Morgenstern 1992).

Para conducir los cálculos en la evaluación de la estabilidad se necesita establecer un modelo específico, ya sea de manera analítica o numérica, para ello se requiere partir de la siguiente información:

- (1) Caracterización del sitio, en la cual se determinen las condiciones geológicas e hidrológicas existentes,

- (2) Caracterización de los materiales relevantes por medio de pruebas in situ y de laboratorio, para determinar resistencias, propiedades de deformación y permeabilidad,
- (3) Seleccionar el modelo para la evaluación de la presión de poro a utilizarse en el análisis y,
- (4) Identificación del tipo de falla, para definir el esquema a adaptarse en la simulación del comportamiento de la masa de suelo.

4.3.1 Aplicación del análisis seudoestático en la estabilidad de laderas

El análisis de estabilidad de laderas en áreas sísmicas, por medio del recurso seudoestático, toma en cuenta las fuerzas de inercia que se desarrollan en la masa de suelo, debido a la acción dinámica. En el análisis seudoestático esto se obtiene comúnmente con un análisis de estabilidad de laderas clásico, en el cual el campo de gravedad estático se modifica al introducir fuerzas de cuerpo, horizontales y verticales que representan esas fuerzas de inercia.

En la evaluación de los efectos de las cargas sísmicas, la masa de suelo o roca se considera como un medio rígido-plástico y la fuerza de inercia se considera como una fuerza permanente, y por lo general horizontal, expresada como el producto del coeficiente sísmico, K , y el peso de la masa deslizante, W . Para un mecanismo de falla asumido o conocido, el problema se reduce al cálculo del coeficiente sísmico que conduce a un estado de falla, es decir el coeficiente sísmico de fluencia, K_y .

En la práctica, el valor del coeficiente sísmico se selecciona de acuerdo a la sismicidad de la región. La aceleración máxima estimada del análisis de respuesta, representa un valor extremo instantáneo, que en la mayoría de los casos ocurre sólo una vez durante el sismo. La práctica común es reducir este valor, para utilizarse como el coeficiente sísmico en análisis seudoestáticos. Cuánto debe reducirse la aceleración máxima depende de las condiciones del análisis y del conocimiento, experiencia y criterio de la persona que dirige el análisis. Una alternativa plausible es utilizar la raíz cuadrada del valor medio cuadrático del acelerograma de diseño.

Hynes y Franklin (1984) muestran los resultados del análisis realizado en 354 acelerogramas (Fig 4.3). Si se obtiene un factor de seguridad de 1.0 o mayor, utilizando un coeficiente sísmico igual a la mitad de la aceleración máxima, se puede asumir un comportamiento satisfactorio, ya que se podrían presentar deformaciones límites entre 100 y 300 mm, y éstas se consideran tolerables.

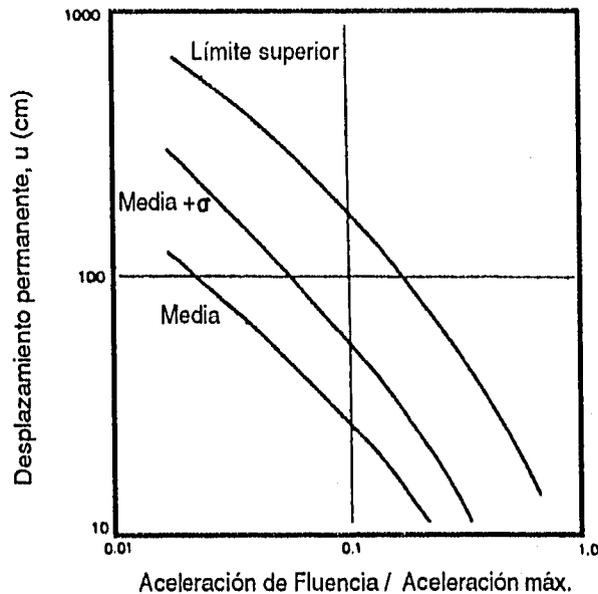


Fig. 4.3 Resultados de los análisis de deformaciones en 354 acelerogramas (Hynes y Franklin, 1984).

El método de análisis pseudoestático se ha aplicado exitosamente a terraplenes compuestos de materiales que no disminuyen significativamente su resistencia cortante ni aumentan considerablemente la presión de poro, como resultado del sacudimiento sísmico. Para alcanzar un diseño satisfactorio debe haber consistencia al seleccionar el coeficiente sísmico, la resistencia del material y el factor de seguridad. Debe darse una consideración especial al tipo de material que constituye la presa, ya que existe una muy marcada diferencia entre la resistencia sísmica de presas construidas con suelos arcillosos y las construidas con suelos granulares, especialmente si estos últimos están saturados (Seed, 1979).

A continuación se exponen brevemente algunos de los aspectos relevantes de dos de los métodos empleados en el análisis pseudoestático, estos son: el método del elemento finito y el análisis de equilibrio límite.

4.3.1A Método del elemento finito

El método del elemento finito se ha utilizado para calcular esfuerzos, desplazamientos y presiones de poro en terraplenes y laderas; para el análisis de las condiciones, antes, durante y después de la construcción o excavación, como la consolidación o dilatación y la disipación de la presión de poro; para investigar agrietamiento, fracturamiento hidráulico, falla local y estabilidad de laderas.

Aunque el tiempo de computadora se ha reducido considerablemente, este método requiere para cada análisis un considerable tiempo de ingeniería para determinar valores apropiados, representar el problema para la computadora y evaluar los resultados. Pero el método permite modelar muchas condiciones complejas con un alto grado de realismo, exactitud y utilidad, ya que presenta las ventajas, entre otras, de tomar en cuenta la relación no lineal esfuerzo-deformación de los suelos, permite hacer cambios en la geometría y al discretizar en elementos todo el conjunto, se pueden detallar las condiciones de frontera, los diferentes tipos de material involucrados y las etapas de carga o descarga.

El análisis incremental, que se puede implantar en el método del elemento finito, consiste en la simulación de todo el problema como una serie de eventos, analizando cada uno como un problema lineal, cambiando la rigidez asignada a cada elemento de la malla, durante cada incremento del análisis.

Kondner (1963) y Kondner y Zelasko (1963) propusieron una función hiperbólica para representar el comportamiento no lineal del suelo. Kulhawy, Duncan y Seed (1969) desarrollaron expresiones para E_t y ν_t (Módulo de Elasticidad Tangente y Relación de Poisson Tangente, respectivamente).

Para estimar los esfuerzos iniciales en el caso de laderas naturales se acostumbra aplicar fuerzas verticales, que representan el peso del material, a una malla inicialmente no esforzada. Los esfuerzos horizontales serán K_0 veces el esfuerzo vertical calculado. El valor de K_0 se estima frecuentemente con las relaciones empíricas de Jaky (1944), Brooker y Ireland (1965) o Mayne y Kulhawy (1982). El estado de esfuerzos debe satisfacer el equilibrio del sistema. Los desplazamientos iniciales pueden definirse como cero, si el estado de esfuerzos inicial se ha establecido como se explicó anteriormente.

Duncan (1992) presenta tablas en donde resume algunos trabajos realizados en estabilidad de laderas y terraplenes, efectuados con el método del elemento finito, utilizando relaciones esfuerzo-deformación elástico lineales, elasto-hiperbólicas, elasto-plásticas y otras.

El análisis simula la secuencia de aplicación de cargas de la manera más realista posible, añadiendo elementos para simular construcción o removiendo elementos para simular excavación.

Para realizar el análisis seudoestático se considera una etapa más, en la que se aplican las fuerzas de inercia.

Los análisis con elementos finitos en dos y tres dimensiones han mostrado que, el esfuerzo cortante puede variar significativamente a través de algunas secciones del terraplén (Mejía y Seed, 1981).

4.3.1B Métodos de equilibrio límite

La base del análisis del equilibrio límite es convertir una ladera estable en una que esté en condición de falla incipiente, al reducir la resistencia cortante del suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial, utilizando un factor de seguridad constante y unitario.

Este tipo de análisis en la estabilidad de laderas implica la solución de un problema que envuelve el equilibrio de fuerzas y/o momentos.

El problema de equilibrio se puede formular en términos de (1) pesos específicos totales y presiones de agua en las fronteras o (2) pesos específicos sumergidos y fuerzas de filtración.

Estos métodos, comúnmente empleados en el análisis de estabilidad de laderas, no consideran el estado inicial de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos experimentada durante la construcción o excavación. Debido a que los factores de seguridad a lo largo de la superficie de falla se consideran constantes, los esfuerzos inferidos no son representativos de las condiciones existentes cuando la ladera no está en falla incipiente.

Deschamps y Leonards (1992) presentan los resultados de un estudio paramétrico en el que utilizan un índice de seguridad que toma en cuenta la variación del factor de seguridad en la superficie de deslizamiento y comparan sus resultados con los obtenidos por medio del método del elemento finito, para diferentes casos.

Los valores del factor de seguridad utilizando análisis de equilibrio límite, con los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio, son tan confiables como los datos que definen el problema. Los valores mínimos del factor de seguridad utilizados para diferentes condiciones deben basarse en la experiencia, en el análisis de casos históricos bien documentados y considerando las incertidumbres envueltas en definir las condiciones analizadas y las posibles consecuencias de falla.

Una hipótesis implícita en el análisis del equilibrio límite en la estabilidad de laderas, es que el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo es dúctil, de manera que la resistencia utilizada en el análisis pueda movilizarse en un amplio rango de deformación, ya que no hay garantía de que la máxima resistencia se movilice simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. El único recurso confiable en este caso es utilizar la resistencia residual.

Duncan y Wright (1980) presentan un resumen de las características principales de los diferentes métodos de Equilibrio Límite en el análisis de estabilidad de laderas.

El hecho de que los análisis de equilibrio límite en la estabilidad de laderas impliquen hipótesis y limitaciones no quiere decir que sean menos valiosos. Significa que deben emplearse con criterio y un claro entendimiento de sus limitaciones y las condiciones necesarias para su implementación.

La localización de la superficie de deslizamiento con el factor de seguridad mínimo, es una parte importante en el análisis. Una gran variedad de procedimientos han sido utilizados para este fin. A menos que haya un control geológico que rijan la superficie de deslizamiento a una forma no circular, se puede asumir sin incurrir en grandes inexactitudes que es de forma circular (Celestino y Duncan 1981).

Un análisis de estabilidad de laderas pseudoestático de equilibrio límite se utiliza típicamente para determinar la aceleración de fluencia. Así, la aceleración de fluencia está en función de la geometría del terraplén, de la resistencia del material y de la localización y forma de la masa potencial deslizante (Sarma, 1975).

Las limitaciones principales de usar un análisis de equilibrio límite pseudoestático, para evaluar la aceleración de fluencia e identificar una superficie crítica de deslizamiento, son:

1. La posición y forma de la superficie de deslizamiento dependen de la duración y contenido de frecuencias de los movimientos del terreno y las propiedades dinámicas de la ladera y suelo de cimentación,
2. A causa del sismo podría no desarrollarse una superficie de falla bien definida, y
3. La resistencia última del suelo está en función del contenido de frecuencias y el número de ciclos equivalente.

En la mayoría de los análisis de estabilidad de equilibrio límite, **los efectos tridimensionales se ignoran**. Se dispone de un número limitado de soluciones en tres dimensiones, para masas falladas de forma regular, por ejemplo: bloques, conos y semicírculos (Chang, 1992). Estas soluciones pueden utilizarse para hacer evaluaciones cualitativas de los efectos en tres dimensiones. Hungr (1987) y Pyke (1993) presentan métodos cuantitativos para evaluar la estabilidad de masas irregulares.

4.3.2 Análisis de desplazamientos permanentes

El análisis de desplazamientos sísmicos permanentes por el método de Newmark representa una extensión del método de análisis seudoestático. Generalmente se requiere un análisis de estabilidad seudoestático para calcular la aceleración de fluencia, factor fundamental del análisis.

El método de análisis de Newmark (1965) se basa en las siguientes hipótesis:

1. La superficie de deslizamiento está bien definida en el terraplén,
2. El suelo exhibe una resistencia última bien definida que se considera rígido-plástica perfecta y,
3. El terraplén no pierde una cantidad significativa de resistencia durante el sismo.

Los detalles de su procedimiento se exponen en el capítulo 3, de este trabajo.

La magnitud de los desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente, calculados por el análisis de Newmark, dependen principalmente de la aceleración de fluencia de la ladera, y la intensidad, duración y contenido de frecuencias de la historia de aceleraciones del terreno, ya que para el bloque rígido, las aceleraciones son iguales todo el tiempo a las aceleraciones del terreno (de la base). Las deficiencias de una respuesta de cuerpo rígido han provocado el uso de soluciones de respuesta elástica para la determinación de los coeficientes sísmicos de diseño (Koppula, 1984).

Sabemos que las presas de tierra y las laderas se comportan como cuerpos deformables bajo cargas sísmicas. En un instante cualquiera, diferentes puntos dentro de la masa potencial deslizante se aceleran con diferentes magnitudes, y posiblemente en sentidos opuestos. La naturaleza deformable del material se toma en cuenta al determinar una **aceleración horizontal equivalente**, calculada como el promedio de cada aceleración en la masa potencial deslizante para un instante dado (Bray et al., 1995).

En el presente trabajo la evaluación numérica de los desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente se basa en el método de Newmark. El procedimiento se ilustra gráficamente en la Fig 4.4, para el caso en que la aceleración de fluencia en una dirección es mucho menor que en la dirección opuesta. El deslizamiento se inicia cuando la aceleración equivalente excede la aceleración de fluencia en el tiempo t_1 y continúa hasta el tiempo t_3 , ya que la velocidad del terreno es mayor que la velocidad de la masa deslizante. El deslizamiento se detiene temporalmente al tiempo t_3 , cuando las dos velocidades son iguales. El resultado es una deformación permanente acumulada en el intervalo t_1 a t_3 , el que se obtiene por integración de la velocidad relativa (área sombreada en el diagrama de la velocidad).

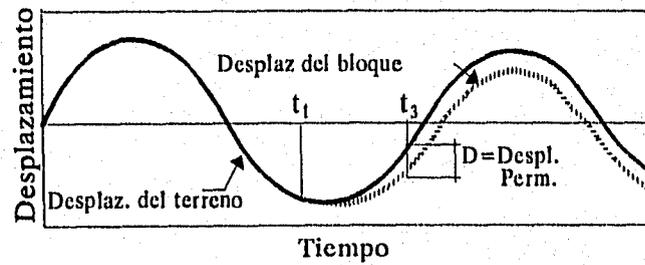
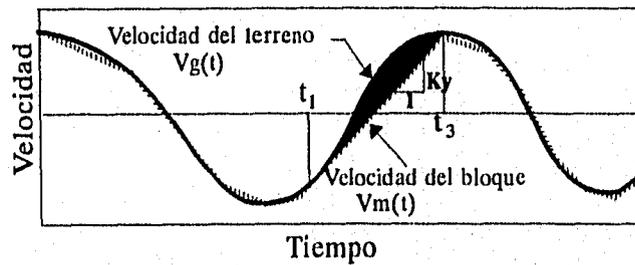
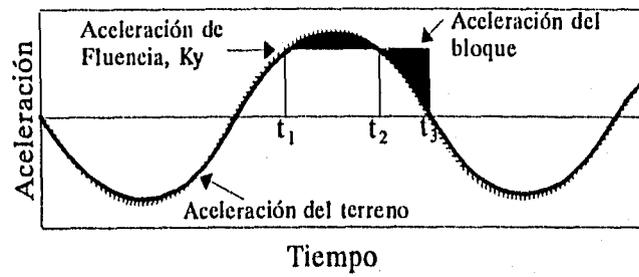
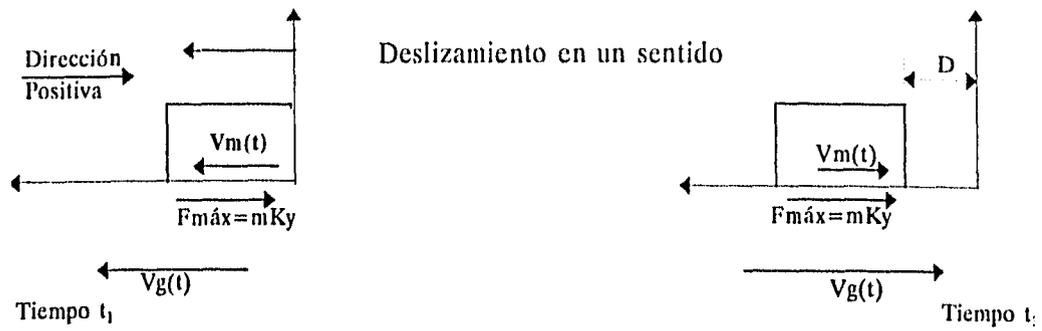


Fig. 4.4 Ilustración del procedimiento de Newmark para el cálculo de los desplazamientos permanentes (Franklin y Chang, 1977).

Varios investigadores han propuesto procedimientos simplificados para estimar las deformaciones permanentes inducidas sísmicamente siguiendo el método propuesto por Newmark (1965), referirse al capítulo 3 del presente trabajo. Mientras estos métodos simplificados han dado una respuesta razonable en áreas de sismicidad baja a media, es importante analizar el comportamiento de presas grandes en zonas donde sismos de gran intensidad han ocurrido, por métodos más sofisticados para obtener resultados más confiables (Seco e Pinto, 1995).

4.3.3 Modelos numéricos de análisis

La modelación numérica de las deformaciones de laderas bajo cargas sísmicas, se puede lograr utilizando el método del elemento finito en 2 ó 3 dimensiones. El atractivo de este método es que no impone superficies de falla arbitrarias y que trata la dinámica y cinemática de geometrías en 2 y 3 dimensiones de una manera más real. Además ofrece la facilidad de utilizar elementos de interfaz para modelar desplazamientos relativos en planos de debilidad.

La experiencia acumulada con análisis de respuesta usando elementos finitos bidimensionales indica que las deformaciones y desplazamientos son más sensibles que los esfuerzos a los valores de las propiedades del material (Anderson y Kavazanjian jr., 1995).

Seed-Lee-Idriss (1975) propusieron un recurso alternativo para evaluar deformaciones en presas de tierra. Por razones de tiempo y economía se han desarrollado versiones simplificadas del método (Klohn et al, 1978; Vrymoed y Galzacia, 1978).

Se han desarrollado varios programas de computadora de elementos finitos asumiendo un modelo lineal equivalente en esfuerzos totales: unidimensionales (Schanabel et al., 1972), bidimensionales (Idriss et al., 1973; Lysmer et al., 1974) y tridimensionales (Lysmer et al., 1975). Estos métodos son esencialmente elásticos, por lo que se han implantado los modelos histeréticos no lineales con generación y disipación de la presión de poro, utilizando la teoría elástica o plástica incremental (Lee y Finn, 1978; Prevost, 1993; Mroz et al., 1979).

Para concluir respecto al análisis global de estabilidad sísmica de laderas se resume el método más ampliamente usado para el análisis dinámico de presas de tierra y enrocamiento, el cual involucra los siguientes pasos (Seed, 1979):

1. Determinación de los esfuerzos iniciales en el terraplén, antes del sismo.
2. Selección de una historia de aceleraciones apropiada, que se espera se desarrolle en la cimentación rocosa de la presa, para cada sismo en consideración.
3. Evaluación de la respuesta del terraplén a la excitación de la base rocosa, la cual incluye el cálculo de la historia de los esfuerzos cortantes inducidos y requiere la determinación de las propiedades dinámicas del suelo.

4. Ensayes dinámicos en muestras representativas de suelo, bajo la combinación de las condiciones de esfuerzo antes del sismo y los esfuerzos dinámicos impuestos, para determinar la resistencia dinámica y las características de deformación del suelo.
5. Comparación de los esfuerzos cortantes cíclicos de laboratorio requeridos para causar el nivel de deformación seleccionado, con los esfuerzos cortantes calculados, inducidos por los movimientos sísmicos.
6. Evaluación de las deformaciones y estabilidad de la sección transversal del terraplén.

4.4 ALGUNOS ASPECTOS EN LA EVALUACION NUMERICA DE LOS DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES

4.4.1 Cálculo de la aceleración de fluencia

La aceleración de fluencia se define como el valor de la aceleración para la cual la masa de suelo está en una condición de movimiento incipiente o de equilibrio límite. Este valor condensa en sí mismo toda la información de las condiciones geométricas, geotécnicas y de carga existentes.

Para determinar su valor de una manera analítica por lo general se recurre al concepto del bloque rígido de Newmark. Se han desarrollado procedimientos que se basan en una generalización de este modelo. Crespellani et. al., (1992) toman en cuenta la variación con el tiempo de la aceleración de fluencia y consideran a la masa deslizante ya no como un bloque rígido, calculando su respuesta dinámica en diferentes zonas seleccionadas de acuerdo a sus características geométricas y geotécnicas.

La determinación de la aceleración de fluencia tiene una importancia crítica en la estimación de los desplazamientos permanentes, por el método estándar de Newmark, por lo que debe prestarse particular atención al modelar el mecanismo de falla.

Los deslizamientos traslacionales se pueden modelar como mecanismos de falla de doble-cuña, triple-cuña, múltiples-cuñas, etc., dependiendo de las características de la zona de deslizamiento. Estudios realizados en fallas de laderas durante sismos pasados, han indicado la existencia de un plano de deslizamiento bien definido a través de una zona de debilidad, cerca de la superficie de la ladera (Ishihara, 1985). Esta zona de debilidad se genera por infiltración de agua en los suelos residuales o intemperizados, pero en la mayoría de los casos, esta zona débil coincide con

zonas alteradas tectónicamente, tales como, planos de falla o superficies de contacto. Entonces el deslizamiento a lo largo de estas interfaces con frecuencia representa el caso crítico de diseño (Seco e Pinto et al., 1995).

Andrighetto y Faccioli (1992) describen el caso de triple-cuña y proponen un método en el que la masa deslizante se modela como un sistema de bloques rígidos, separados por juntas con comportamiento elasto-plástico, de esta manera se toman en cuenta las irregularidades topográficas y una deformabilidad limitada de la masa que se concentra por entero en las juntas. Calculan el coeficiente sísmico de fluencia por medio de un análisis de equilibrio límite y el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Los movimientos de doble-cuña se han observado en recientes fallas de laderas con una combinación de suelo-material sintético (Seed, Mitchell y Seed, 1990) y también pueden ocurrir durante sismos de gran intensidad, donde la falla se desarrolla a lo largo de estratos horizontales débiles de los suelos de cimentación (Long y George, 1967; Seed y Wilson, 1967). Se considera también el modo de falla de terraplenes con corazón de arcilla (Sultan y Seed, 1966).

El método de análisis de un sistema de doble-cuña fue examinado en detalle en el trabajo de Sultan y Seed (1966) y se presenta de una manera exhaustiva en varios libros de texto (Lambe y Whitman, 1969 y 1979; Hunt, 1984). El método, como se presenta en estas referencias es para suelos granulares en la interfaz entre las cuñas, pero puede generalizarse para suelos con cohesión.

El procedimiento de análisis para el caso de doble-cuña puede fácilmente hacerse extensivo a un caso de múltiples-cuñas (Donald y Giam, 1991).

A continuación se presenta un análisis pseudoestático con el método del equilibrio límite para un mecanismo de falla de doble-cuña.

El objetivo es obtener una expresión, para el cálculo de la aceleración de fluencia y el factor de seguridad, a través del análisis de un problema simple pero conceptualmente coherente, utilizando solamente consideraciones de equilibrio.

Se seleccionó este mecanismo de falla para el cálculo de la aceleración de fluencia, por ser de este tipo el deslizamiento de la ladera de Agua Prieta, caso de nuestro estudio (capítulo 5), el cual se evidenció por los registros de los inclinómetros y las mediciones topográficas y también por la aparición del fracturamiento en los límites superior y laterales de la ladera.

La geometría de la superficie de deslizamiento es conocida y el material de la ladera (brecha volcánica) no está sujeto a pérdida de resistencia al cortante ni al incremento de la presión de poro, durante el sismo.

La Fig 4.5 muestra el mecanismo de falla de doble-cuña. La cuña activa es la parte superior de la ladera empujando lateralmente contra la superficie OB. Esta superficie puede tener un ángulo de inclinación respecto a la vertical de $\pm\Delta$. Esta cuña se desliza a lo largo de la superficie CO, inclinada respecto a la horizontal, un ángulo ρ . La parte baja de la ladera constituye la cuña pasiva ABO, que se desliza a lo largo de la superficie AO, la cual tiene una inclinación de θ grados, respecto a la horizontal.

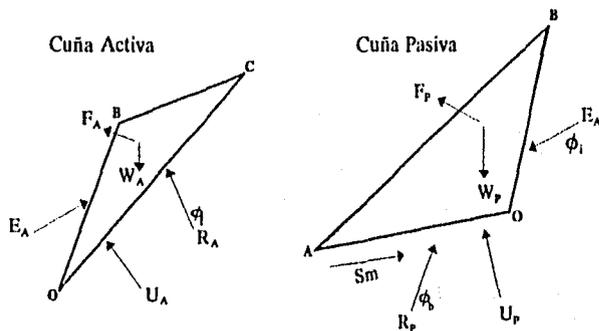
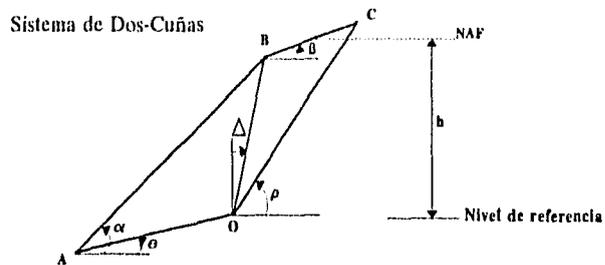


Fig. 4.5 Modelo mecánico para el cálculo de la Aceleración de Fluencia.

En el equilibrio de este sistema de dos cuñas se considera fricción en la interfaz de las dos cuñas, ϕ_i , y en los planos de deslizamiento de las cuñas con las superficies de apoyo, ϕ_f y ϕ_b . En el equilibrio de fuerzas se consideran las fuerzas friccionantes R_A y R_P , en los planos OC y AO, respectivamente; las presiones hidrostáticas en ambas cuñas, U_A y U_P ; la fuerza resistiva debido a la cohesión, S_m , a lo largo de la capa de arcilla AO; las otras fuerzas actuantes son, el peso de ambas cuñas, W_A y W_P y la fuerza de inercia en cada una de las cuñas, F_A y F_P (ver Apéndice A).

El sentido de ϕ_f y ϕ_b , debe ser siempre en la dirección mostrada en las figuras, ya que el movimiento relativo de la ladera es hacia abajo. Los valores de los ángulos de fricción interna y de la cohesión son valores límites y los materiales obedecen el criterio de falla de Mohr-Coulomb. El análisis se ha formulado en términos de pesos específicos totales y presiones de agua en los límites de la masa de suelo.

Del equilibrio de las dos cuñas (Apéndice A), se obtuvieron las siguientes expresiones para la aceleración de fluencia, a_y , y el factor de seguridad (seudoestático), F_s :

$$a_y = \left[\frac{W_A \frac{Y}{V} M + W_p Q + S_m R - U_A \frac{Z}{V} M - U_p S}{W_A \frac{X}{V} M + W_p N} \right] g \quad (4.1)$$

$$F_s = \left[\frac{W_A \frac{Y}{V} M + W_p Q + S_m R - U_A \frac{Z}{V} M - U_p S}{\frac{a}{g} (W_A \frac{X}{V} M + W_p N)} \right] \quad (4.2)$$

donde todas las variables se definen en el apéndice citado.

4.4.2 Generación de acelerogramas sintéticos

Los acelerogramas para análisis dinámicos de laderas pueden seleccionarse de movimientos registrados o generarse sintéticamente.

Debido a que los movimientos sísmicos máximos probables de excitación o de respuesta usualmente se especifican en términos de un espectro de respuesta suavizado, los acelerogramas utilizados en el análisis dinámico deben ser compatibles con dichos espectros. Por lo que se ha sugerido usar una historia en el dominio del tiempo generada artificialmente, que tenga un espectro de respuesta que se aproxime al espectro de diseño. Se asume entonces que, el movimiento generado contiene las características más significativas del espectro de diseño.

Se han propuesto en el pasado varios métodos con el propósito de generar acelerogramas. Estos métodos pueden consultarse en la literatura, entre algunos citaremos (Tsai 1972; Scanlan y Sachs, 1974).

Debido al carácter aleatorio de los sismos, es razonable aplicar los métodos estocásticos para tratarlos como procesos no estacionarios. Estos procesos se caracterizan por la **función de intensidad**, $I(t)$, y la **función de densidad espectral de energía**, $G(w)$. La función de

intensidad, $I(t)$, se especifica para reflejar la variación con el tiempo de las amplitudes del acelerograma probable y la duración de la fase de máxima energía del movimiento, llamada "fase estacionaria", donde la función de intensidad o función envolvente es la unidad.

En la Fig 4.6 se muestran las funciones de intensidad más utilizadas (Bogdanoff et al, 1961; Jennings, Housner y Tsai 1968).

Toda la envolvente se emplea en la definición del sismo. Los valores de $I(t)_{m\acute{a}x}$ y la duración s se relacionan empíricamente con la magnitud, aceleración máxima y la distancia epicentral del sismo. Estas correlaciones pueden consultarse en (Hou 1968; Ruíz y Penzien 1969; Krinitzsky y Chang 1975).

La función de densidad espectral de energía, $G(w)$, cuantifica la distribución relativa de la energía de los sismos en las distintas frecuencias, a partir de la cual se puede evaluar el espectro de respuesta correspondiente, $S_a(w)$, del sitio, para el cual se fija un nivel de probabilidad p y una relación de amortiguamiento.

La relación entre las funciones $G(w)$ y $S_a(w)$ se obtiene de la teoría de vibraciones aleatorias y el desarrollo del "problema del primer paso" (Gasparini y Vanmarcke, 1976; Romo 1976).

La historia de aceleraciones se define como la superposición de armónicos de amplitudes y fases aleatorias distribuidos en el intervalo $(0, 2\pi)$, a través de la relación:

$$Z(t) = I(t) \sum_n A_n \text{sen}(w_n t + \phi_n) \quad (4.3)$$

donde las A_n se determinan por la expresión,

$$2G(w)\Delta_w = A_n^2 \quad (4.4)$$

donde $I(t)$ es la función de intensidad, de carácter determinista, w es el intervalo de frecuencia y ϕ_n es el ángulo de fase aleatorio.

Una vez que se tiene el acelerograma se realizan correcciones de línea base con el propósito de cumplir con la condición de que, la velocidad del terreno tienda a cero al final del sismo. Esta corrección se lleva a cabo por medio de una función parabólica, cuyos coeficientes se seleccionan para minimizar el valor cuadrático de la velocidad.

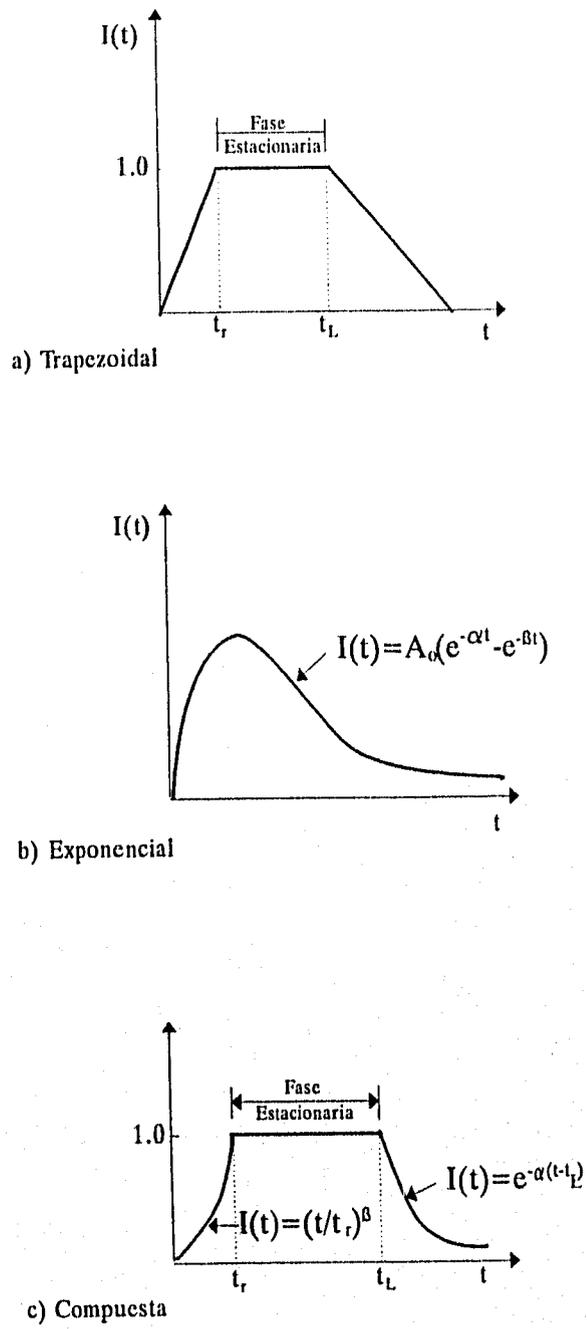


Fig. 4.6 Funciones de modulación en intensidad de acelerogramas sintéticos.

La importancia de las correcciones de línea base es muy significativa en la historia de velocidades y en la de los desplazamientos, ver Fig 4.7.

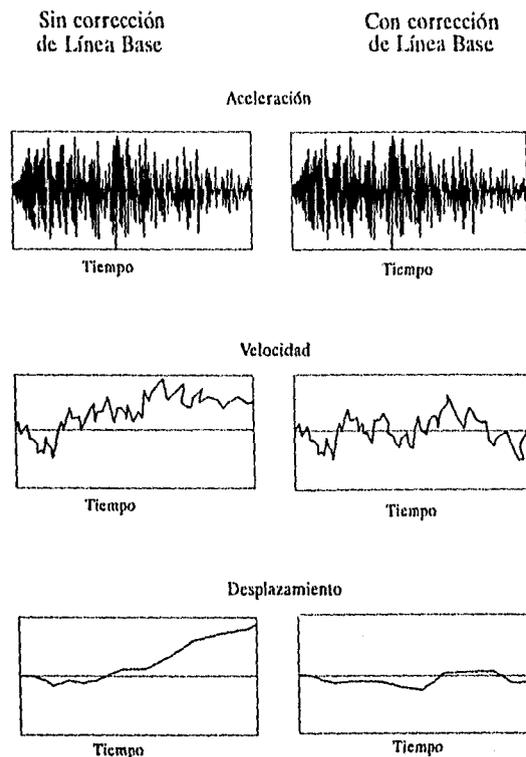


Fig. 4.7 Efectos de las correcciones a la Línea Base del movimiento.

El acelerograma debe escalarse para obtener la aceleración máxima esperada, para simular el tipo de sismo de acuerdo a la magnitud y distancia epicentral.

El espectro de respuesta de aceleraciones de la función $z(t)$ se compara con el espectro especificado, para una serie de frecuencias de control. Si los espectros no coinciden dentro de cierto margen, se modifica la densidad espectral de energía de acuerdo a la siguiente relación:

$$[G(w)] = [G(w)]_{anterior} \left(\frac{[S_a(w)]_{especificado}}{[S_a(w)]_{calculado}} \right)^2 \quad (4.5)$$

y se itera de nuevo todo el proceso hasta que el algoritmo converja para la mayoría de las frecuencias de control y se obtengan los dos espectros claramente compatibles, como en la Fig 4.8.

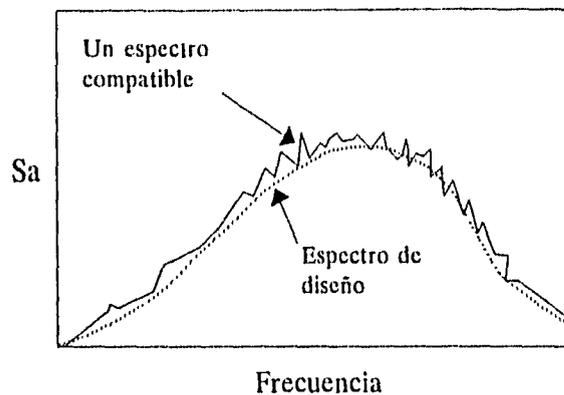


Fig. 4.8 Espectro de Diseño y Espectro de Aceleraciones de un movimiento compatible.

4.4.3 Propiedades dinámicas del suelo y su influencia en el análisis sísmico.

El comportamiento dinámico de los suelos se puede caracterizar con las cuatro propiedades siguientes: la variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, el cambio del amortiguamiento hysterético con la deformación angular, la relación esfuerzo-deformación-presión de poro y la resistencia a la falla dinámica.

Los valores del módulo de rigidez, G , y de la relación de amortiguamiento, λ , dependen fuertemente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Los ensayos de laboratorio más utilizados en la obtención de estos valores son, la columna resonante con vibración forzada o libre, la triaxial cíclica y el corte simple cíclico.

La técnica de la columna resonante induce en la muestra de suelo deformaciones de cortante en un rango de 10^{-4} a $10^{-2}\%$, mientras que las dos restantes cubren el intervalo de 10^{-2} a 1% (y mayores) de deformación angular.

En cuanto a las frecuencias manejadas en las pruebas de laboratorio, los rangos son de 100 a 200 Hz (columna resonante) y entre 0.1 a 1 Hz (triaxial cíclica).

Los módulos dinámicos E y $G_{\text{máx}}$ (módulo elástico o módulo de Young y el módulo cortante para pequeñas deformaciones, respectivamente) pueden determinarse indirectamente de ensayos de campo, con procedimientos de propagación de ondas, en los cuales los parámetros que se miden son, el tiempo de llegada de las ondas y el tipo de onda generada artificialmente, P o S , para estimar las velocidades de propagación de onda en el material, haciendo uso de la teoría de la elasticidad. Las deformaciones asociadas al módulo obtenido de ensayos de campo son por lo general del orden de $10^{-4}\%$ o menos (Ovando et al, 1995).

Seed, et. al.,(1984) han proporcionado fórmulas, para suelos granulares, que pueden ser utilizadas para relacionar el módulo cortante dinámico a los resultados de ensayos de penetración estándar. También han dado valores representativos de la relación de amortiguamiento que no son particularmente sensitivos a la densidad. Proporcionan una opción de manera que, las propiedades dinámicas del suelo se estimen sin la necesidad de ensayos de laboratorio.

Hardin y Drnevich (1972) demostraron que los factores que afectan los valores de G y λ de un suelo son, la magnitud de la deformación angular, γ ; el esfuerzo principal efectivo medio, σ_m ; la relación de vacíos, e ; el número de ciclos de carga, N ; y el grado de saturación. También en menor grado, el esfuerzo cortante octaédrico; el grado de consolidación, OCR ; los parámetros de resistencia c y ϕ y el tiempo.

Rodriguez-Roa y Palma (1995) resumen que los factores más influyentes en la magnitud de G en un suelo granular no saturado además del nivel de deformación son: la presión confinante y el grado de compactación; la distribución granulométrica es secundaria y el número de ciclos es el factor menos importante. Estos resultados son válidos si no hay presión de poro significativa durante la aplicación de carga.

La Rigidez y la Resistencia de materiales arcillosos dependen de la magnitud del esfuerzo, para deformaciones mayores que $10^{-2}\%$, aunque en algunas arcillas esta dependencia se muestra para deformaciones mayores que $10^{-1}\%$ y en función de las propiedades índice, I_p (Índice de plasticidad) e I_r (Consistencia relativa).

El módulo cortante máximo, $G_{máx}$, está en función del esfuerzo de consolidación efectivo, σ_c' , de I_p e I_r (Romo, 1995) (Fig 4.9).

Romo y Ovando (1994) ofrecen una expresión analítica para el cálculo del $G_{máx}$, para arcillas normalmente y ligeramente consolidadas,

$$G_{máx} = 122 P_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma_c'}{P_a} \right)^{0.82} \quad (4.6)$$

donde, P_a es la presión atmosférica y los otros parámetros ya fueron definidos. Esta ecuación es válida para valores de $(I_p - I_r)$ positivos e I_p en decimales.

Las curvas $G/G_{máx}$ se pueden ajustar usando el modelo tipo Masing, y obtener el módulo cortante, G , para cualquier deformación angular, γ , (Romo, 1990):

$$G = G_{máx} (1 - H(\gamma)) \quad (4.7)$$

donde,

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \quad (4.8)$$

y $A' = A + I_r$

Aquí, γ_r , A y B son parámetros que dependen del I_p del suelo y sus valores se obtienen experimentalmente (Romo, 1995). La exactitud de la ecuación (4.7) se ha comprobado para suelos del Valle de México, y la comparación entre dicha ecuación y los resultados experimentales se muestra en la Fig 4.10.

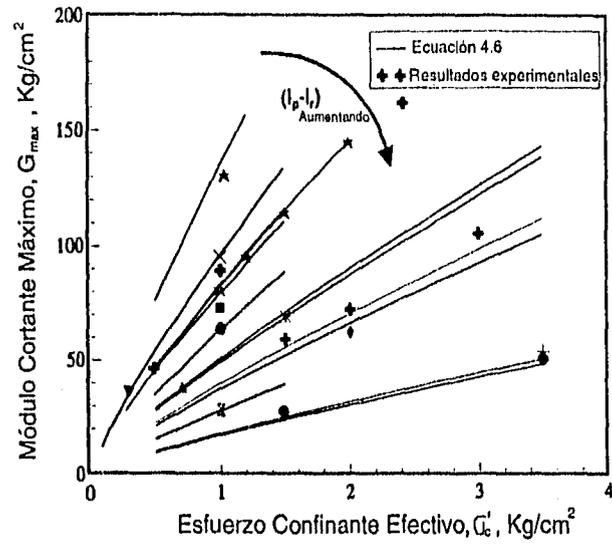


Fig 4.9 Efecto del Esfuerzo Confinante, σ'_c , e $(I_p - I_r)$ en el Módulo Cortante Máximo (Modificado de Romo, 1995).

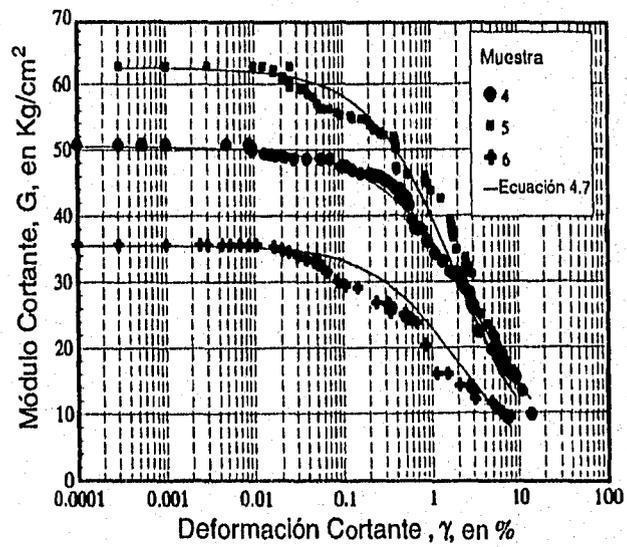


Fig 4.10 Comparación entre los resultados experimentales y la ecuación 4.7 (Modificado de Romo, 1995).

De acuerdo a Harding y Drnevich (1972) la relación de amortiguamiento, λ , está relacionada al módulo cortante, para materiales viscoelásticos y asumiendo el comportamiento tipo Masing, por la siguiente ecuación:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (4.9)$$

donde, $\lambda_{m\acute{a}x}$ se define como el valor máximo de λ que puede alcanzar el suelo antes de la falla por carga dinámica. El rango de valores de $\lambda_{m\acute{a}x}$, para arcillas con bajos valores del I_p , es de 20 a 26% (para la arcilla de la ciudad de México es igual a 13%) (Romo, 1995).

Se presentan dos gráficas, ampliamente utilizadas, producto del estudio experimental realizado por Seed e Idriss (1970) que muestran los límites superior e inferior de la relación de amortiguamiento para varios niveles de deformación, para arenas y arcillas saturadas (Figs 4.11 y 4.12).

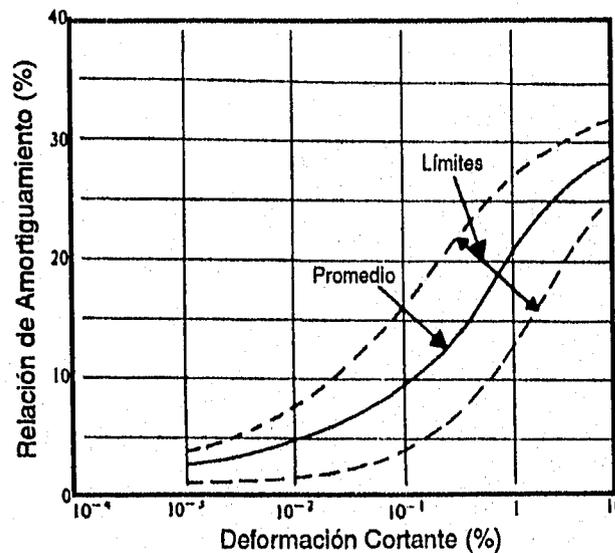


Fig 4.11 Relación de Amortiguamiento para Arcillas Saturadas (Seed e Idriss, 1970).

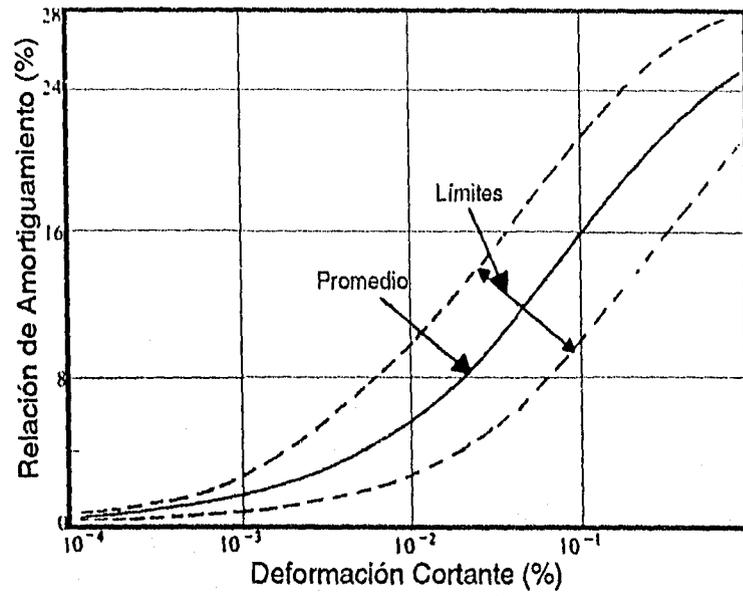


Fig 4.12 Relación de Amortiguamiento para Arenas (Seed e Idriss, 1970).

5. EVALUACION DE LA ESTABILIDAD SISMICA DE LA LADERA DE AGUA PRIETA

5.1 ANTECEDENTES

5.1.1 Introducción

En 1987 se inició la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, aproximadamente a cuatro kilómetros al noreste de la ciudad de Guadalajara, en el Estado de Jalisco, México (Fig 5.1). Este proyecto colecta las aguas residuales de la ciudad y las transporta por la gravedad, a través de túneles, a un tanque de regulación. De este tanque se conduce el agua a dos turbinas, mediante tuberías de presión, para generar la electricidad requerida por demandas extremas. El diseño y construcción del proyecto fue ejecutado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) de México.

La ladera inestable, objeto de este estudio, se encuentra arriba de la casa de máquinas, la cual está en la margen izquierda del río Santiago, al fondo de un cañón de quinientos veinte metros de profundidad. La ladera, de brecha volcánica, se deslizó sobre un estrato de arcilla volcánica, registrándose un desplazamiento máximo de 36 mm por día en 1991.

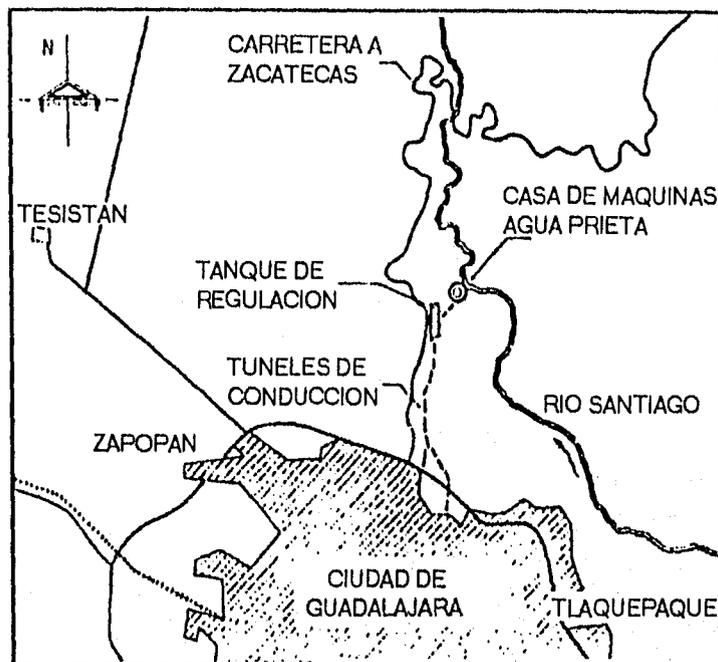


Fig. 5.1 Localización del Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta.

El inicio de la inestabilidad se dió a causa de las excavaciones menores llevadas a cabo en el pie del talud, con el propósito de perfilar e incrementar la estabilidad del mismo. Estas excavaciones consistieron en la formación de algunas bermas y en la remoción del material suelto, además, se procedió al recubrimiento del talud con concreto lanzado.

La zona está localizada en una provincia geotectónica relacionada con la zona de subducción de la Placa de Cocos, lo que hace que el riesgo sísmico en Agua Prieta sea alto, como se indica en la Fig 5.2. En vista de esta condición se consideró primordial evaluar la estabilidad de la ladera para condiciones sísmicas. En este capítulo se resumen los resultados más significativos del estudio realizado para lograr este objetivo.

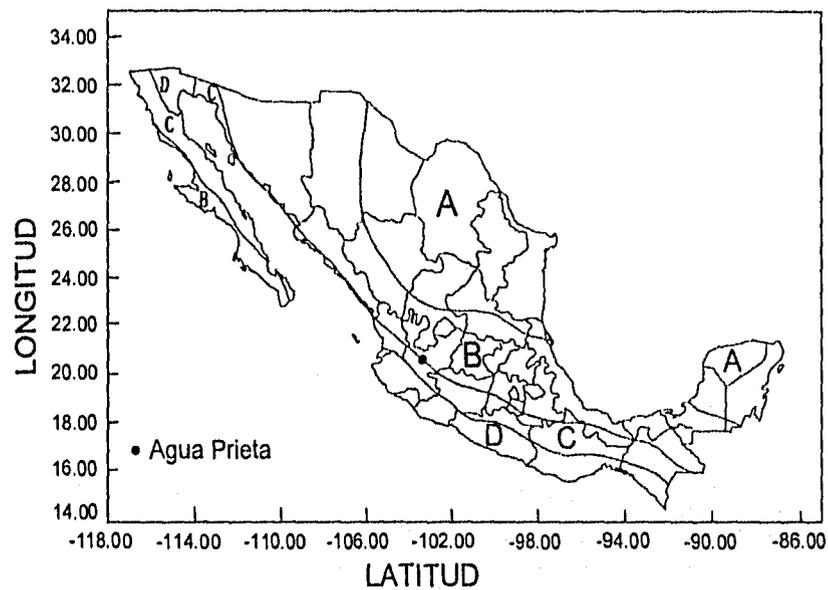


Fig. 5.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

5.1.2 Caracterización del sitio

La ladera inestable está limitada por dos cañadas divergentes, separadas ciento cincuenta metros en la parte superior y doscientos cincuenta metros en la inferior. Tiene un volumen aproximado de un millón de metros cúbicos, comprendidos entre las elevaciones de 1055 y 1150 m (Fig 5.3). La ladera presenta una pendiente de 35° a 40°, la que cambia a una casi vertical, desde la superficie de deslizamiento al fondo del cañón. El talud se desplaza horizontalmente, con dirección sureste, hacia la casa de máquinas situada al pie del talud.

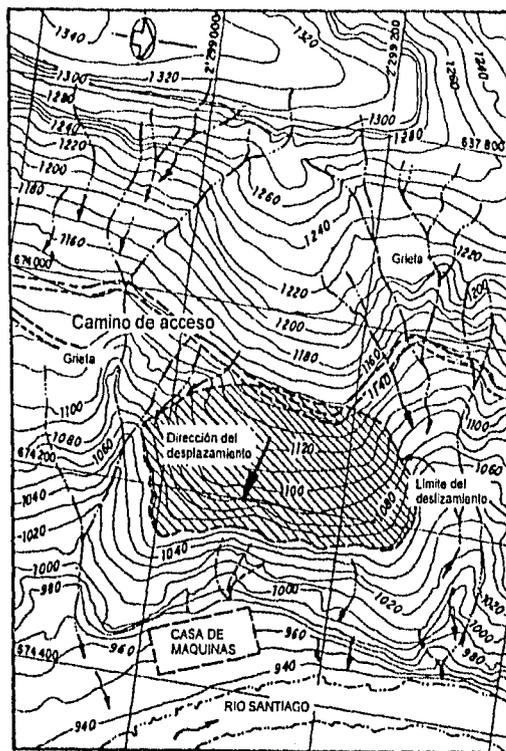


Fig. 5.3 Topografía de la masa deslizante (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992).

El sitio se localiza en el Eje Neovolcánico, entre los paralelos 19° y 20° norte. Los basaltos, andesitas y riolitas interestratificadas con materiales piroclásticos son típicos de la región. La columna litológica puede describirse de la siguiente manera, partiendo de la información obtenida de la CFE, (Fig 5.4):

Unidad litológica 1. Constituye la base de la columna estratigráfica regional y está integrada por flujos de andesita vesicular y basalto, con dos capas interestratificadas, una de ignimbrita de 25 m de espesor y otra de tobas con espesor variable, entre 10 y 20 m. También se encuentran capas de arcilla petrificada entre flujos de lava. Esta unidad está cubierta por tobas lacustres a partir de la elevación de 1200 m.

Unidad litológica 2. Es una capa de arcilla de alta plasticidad. Los análisis de difracción con rayos X revelaron que el mineral constitutivo predominante es la montmorillonita. Su espesor varía de 0.3 m en la superficie del talud (elevación 1055 m) a 3.0 m dentro del mismo. Este

estrato constituye una frontera impermeable entre las unidades litológicas 1 y 3. Derivada de la intemperización de tobas lacustres, esta arcilla muestra estrías y superficies pulidas (slickensides).

Unidad litológica 3. Es una brecha volcánica caracterizada por fragmentos de basalto, con tamaños entre 40 y 100 cm, contenidos en una matriz arenosa con arcilla. La fracción arcillosa se deriva del intemperismo de plagioclasas de la fracción arenosa. Capas lenticulares de arena pumítica y un horizonte de tobas también están presentes. El origen de esta unidad está en el colapso del volcán "El Tempisque", que relleno las depresiones cavadas por la erosión en la unidad litológica 1. El talud inestable está compuesto por este material.

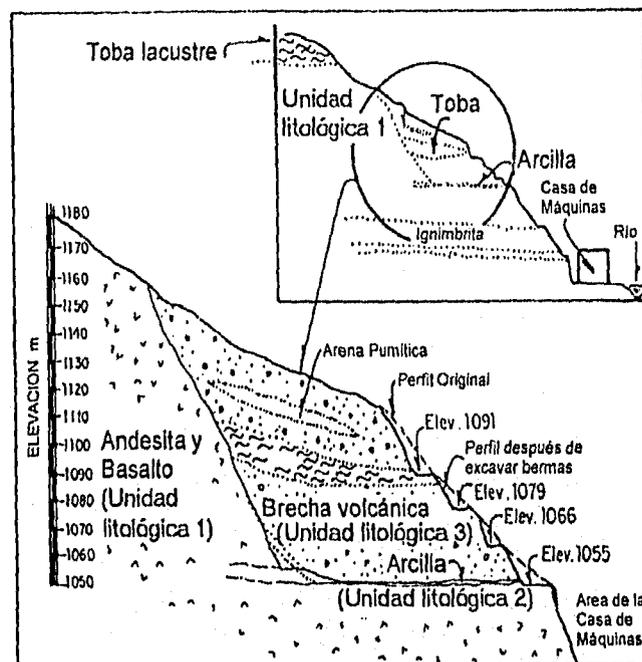


Fig. 5.4 Geología del talud (Modificado de Herrera y Reséndiz,1992).

5.1.3 Caracterización de los materiales

Los resultados de las pruebas realizadas por la CFE se resumen de la siguiente manera:

El peso volumétrico de la brecha volcánica (unidad litológica 3) varía de 2.3 a 2.5 t/m³. La masa muestra propiedades de un enrocamiento bien compactado y el ángulo de fricción interna fue estimado entre 40° y 45°.

La arcilla se consolidó debido al peso de la columna litológica que la sobreyace, alcanzando un contenido de agua de 45%, ligeramente arriba de su límite plástico. La resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas varió de 2 a 12 kg/cm², el peso volumétrico de 1.5 a 1.6 t/m³, el contenido natural de agua entre 40 y 50%, el límite líquido de 78 a 88%, el límite plástico de 39 a 43% y el índice de plasticidad de 40 a 48%.

Se realizaron ensayos de corte directo, consolidados drenados, en muestras de 15x15 cm y de 30x30cm aplicando varios ciclos de carga con cambio de dirección de esfuerzo, con objeto de obtener la resistencia residual al corte. Se alcanzó un desplazamiento máximo del orden de un centímetro, en cada dirección. El resumen de todos los ensayos se muestra en la Fig 5.5. El ángulo de fricción interna, ϕ_r , obtenido está entre 7° y 15°, lo que es consistente con las correlaciones estadísticas entre ϕ e I_p (Herrera y Reséndiz, 1992).

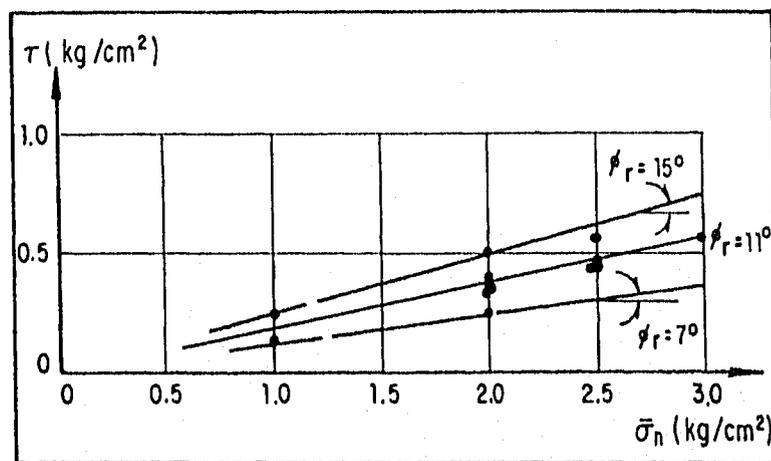


Fig. 5.5 Resultados de ensayos de Corte Directo (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992).

5.1.4 Identificación del tipo de falla

Cuando se realizaron las bermas de estabilización frente a la casa de máquinas, en 1987, se instalaron siete inclinómetros cortos, con el propósito de conocer el comportamiento de los taludes entre las bermas. De estos inclinómetros sólo cuatro interceptaron la capa de arcilla.

En 1988, cuando el movimiento fue evidente, se instalaron piezómetros y más inclinómetros los cuales interceptaron el plano de deslizamiento. Se estableció también una red de triangulación de precisión en una amplia zona para determinar la extensión de la masa deslizante. En esta época se realizaron las pruebas para la caracterización geológica y geotécnica del sitio. Hasta

aquí, la ladera se desplazaba a una velocidad de 1.8 a 2 mm por mes y aumentaba a casi el doble durante el periodo lluvioso.

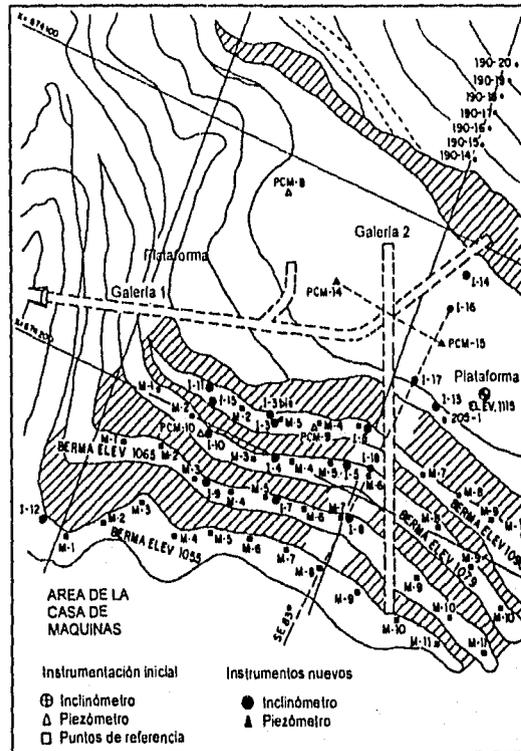


Fig. 5.6 Localización de la instrumentación en la zona de deslizamiento de la ladera (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992)

A finales de 1990 el movimiento aumentó a una velocidad de 118 mm por mes y se registró una máxima de 36 mm por día. En 1991 se adoptan medidas de estabilización, como la excavación de 100,000 m³ en la parte superior de la masa deslizante, la construcción de dos galerías de drenaje y la instalación de algunos drenes, como se muestra en la Fig 5.6. Con estas medidas el movimiento se detuvo y a partir de entonces, agosto de 1991, sólo se observan pequeñas oscilaciones en las mediciones como consecuencia de la precisión de los aparatos y la metodología usada (Fig 5.7). Con los registros de los inclinómetros se pudo visualizar el tipo de falla, de bloque rígido deslizando sobre la capa de arcilla (Fig 5.8).

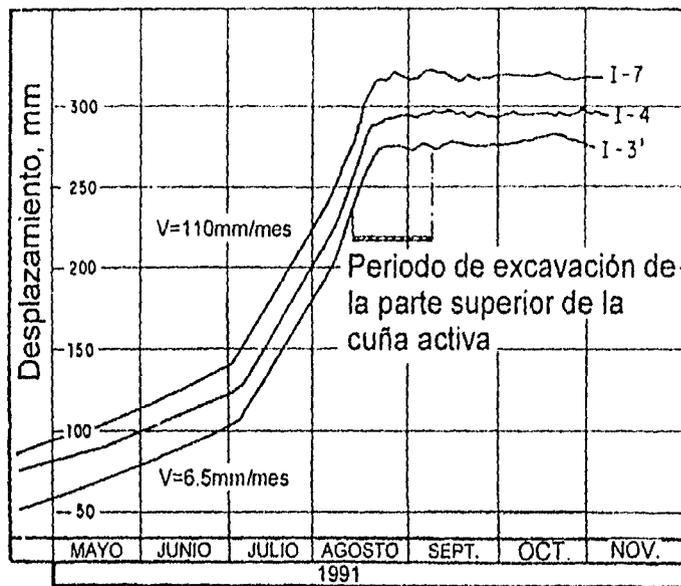


Fig. 5.7 Desplazamientos horizontales antes y después de la estabilización (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992).

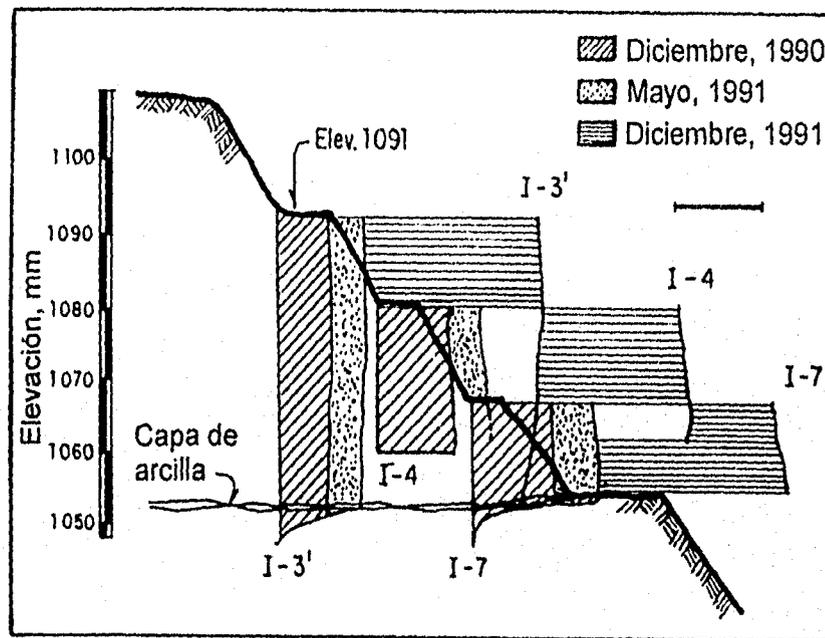


Fig. 5.8 Deformaciones medidas con los inclinómetros (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992).

Con los registros de los piezómetros se pudo comprobar la efectividad de las galerías para abatir el nivel de aguas freáticas, lo que reduce la fuerza de percolación y mejora la estabilidad. En la Fig 5.9 se muestra el perfil en una sección instrumentada, con los registros tomados en septiembre de 1992. Se puede apreciar el descenso del nivel piezométrico en la brecha volcánica. La máxima elevación piezométrica registrada antes de la instalación del drenaje fue de 1066 m, lo que da un tirante de 11 m arriba de la superficie de deslizamiento, aunque es posible que durante lluvias intensas se hayan alcanzado elevaciones piezométricas más altas (Herrera y Reséndiz, 1992). Se pueden apreciar también las diferencias en permeabilidad de las tres unidades litológicas.

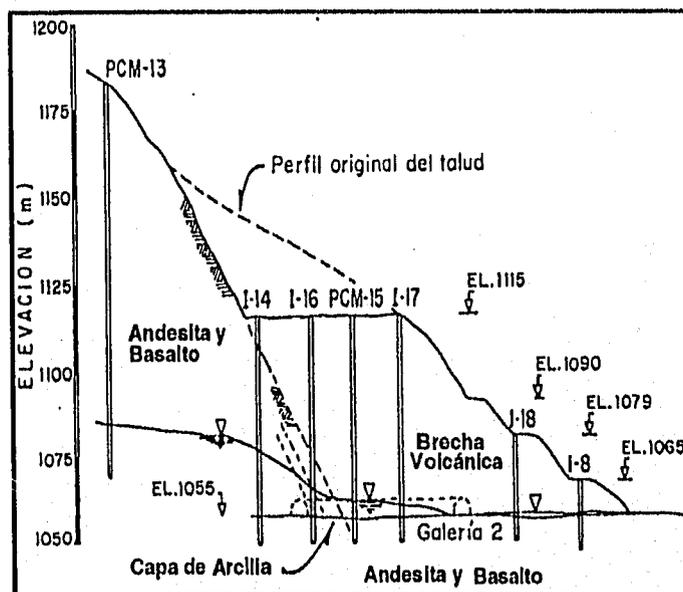


Fig. 5.9 Perfiles piezométricos después de la excavación de las galerías drenantes (Modificado de Herrera y Reséndiz, 1992).

5.2 ANALISIS ESTATICOS Y SEUDOESTATICOS

5.2.1 Análisis estáticos con el método del elemento finito

El propósito del análisis estático es determinar el estado de esfuerzos en el estrato de arcilla, antes y después de las excavaciones realizadas en la ladera. Este estrato arcilloso es el objeto de un mayor análisis debido a que, por su baja resistencia al cortante gobierna el deslizamiento de la ladera, la cual se comporta como un bloque rígido deslizando sobre dicho estrato, que ofrece un plano de deslizamiento casi horizontal.

Para los análisis con el método del elemento finito se utilizó el programa de computadora TEST92. Este programa incorpora el comportamiento no lineal de los suelos y es capaz de simular excavación incremental (Li y Romo, 1992).

Los análisis se realizaron simulando las diversas etapas de excavación que se han llevado a cabo en el talud. En la Fig 5.10, se muestra la sección equivalente con elementos finitos de la sección seleccionada de la ladera y la que pudo definirse a partir de las mediciones obtenidas de la instrumentación instalada, la exploración geológica y las inspecciones de campo (Sección 5.1).

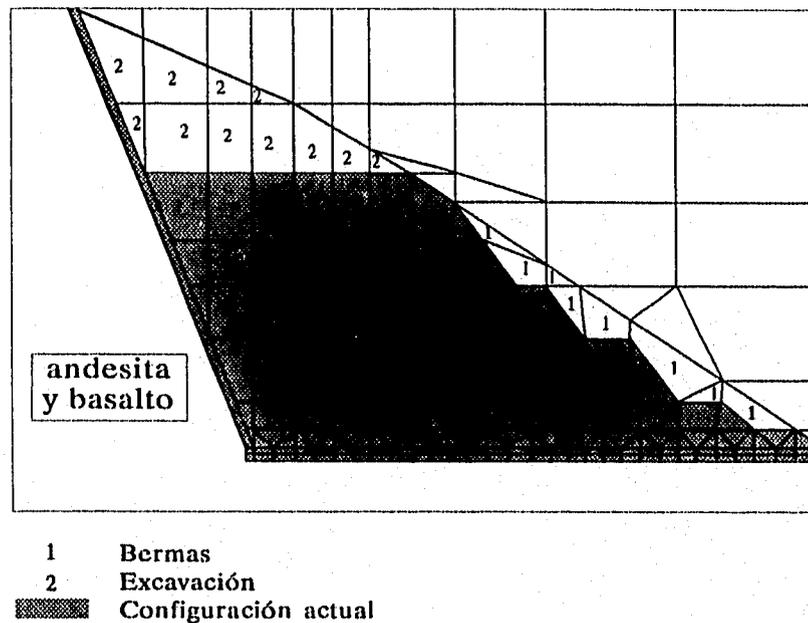


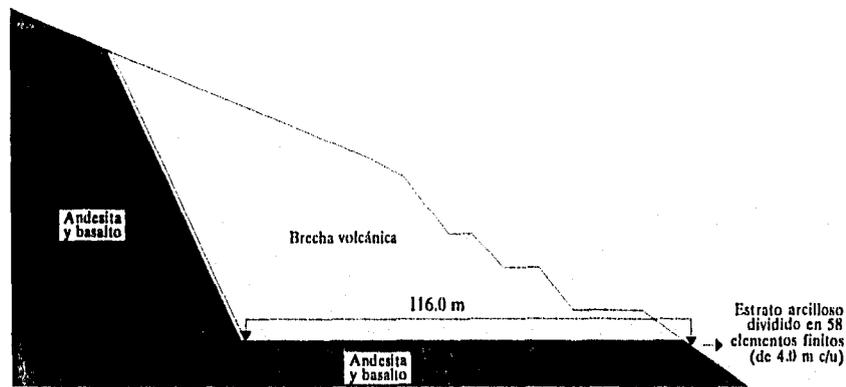
Fig. 5.10 Malla de elementos finitos para simular el proceso de excavación.

La secuencia en el proceso de excavación se modeló tomando en cuenta tres etapas. La primera, considerando la ladera en su condición inicial o natural (sin las bermas); la segunda, cuando se excavaron las bermas; y la tercera, cuando se excava la parte superior de la cuña activa.

La resistencia al cortante a lo largo del estrato de arcilla se consideró variable en función del nivel de esfuerzos verticales y los ángulos de fricción interna residual obtenidos de las pruebas de laboratorio (Fig 5.5).

Del rango de valores obtenido para el ángulo de fricción residual, ϕ_r , se tomaron dos valores para los análisis, 11 y 15 grados.

En las figuras 5.11 y 5.12 se muestran las resistencias utilizadas para cada valor de ϕ_r y los factores de seguridad, F_s , para cada elemento finito. Los F_s se obtienen del cociente entre la resistencia a la falla por cortante y el esfuerzo cortante inducido. El análisis se realizó para dos de las condiciones mencionadas anteriormente, (1) la configuración de la ladera después de la construcción de bermas y (2) con la configuración después de la excavación de la parte superior de la cuña activa (configuración actual).



Resistencias y F_s en los 58 elementos del estrato arcilloso (espesor promedio del estrato: 2.0 m)

Resistencia variable en estrato arcilloso (U/m^2)	39.0	33.0	26.0	21.0	15.0	9.8	5.8	2.3	0.45				
Factores de seguridad ($\phi_r = 11^\circ$)	1.01	1.32	1.17	1.1	1.1	1.1	1.15	1.15	1.09	1.01	1.11	1.24	1.1
	1.1	1.20	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	$\bar{F}_s = 1.02$												
Resistencia variable en estrato arcilloso (U/m^2)	63.0	48.0	39.0	30.0	22.0	15.1	8.8	3.8	0.8				
Factores de seguridad ($\phi_r = 15^\circ$)	1.05	1.05	1.23	1.96	1.91	1.33	1.27	1.25	1.25	1.08	1.09	1.11	1.12
	1.15	1.06	1.07	1.34	2.01	1.44	1.37	1.26	1.24	1.06	1.07	1.08	1.1
	$\bar{F}_s = 1.13$												

Fig. 5.11 Análisis estático con el método de los elementos finitos (Configuración 1).

Por el monitoreo de los movimientos recientes se tienen registros que indican que, en el último año se han acumulado desplazamientos horizontales máximos del orden de 2 a 4 cm. Estos movimientos pueden deberse a imprecisiones en las nivelaciones, a movimientos locales de los puntos de nivelación o quizás, a un desplazamiento general de la ladera. Aún en el caso en que lo último fuera realidad, los movimientos no son representativos de los que ocurren por efecto de creep, si se tuvieran factores de seguridad cercanos a la unidad. Más bien son representativos de los que ocurren cuando se tienen factores de seguridad superiores a 1.2. Con base en estas consideraciones se puede argumentar que, el ϕ_r representativo de la resistencia al cortante de la arcilla en el sitio es del orden de 13 a 15 grados. Por lo que se considera que la ladera es estable bajo condiciones estáticas, suponiendo que el nivel piezométrico se mantiene abatido.

Los resultados analíticos son coherentes con las observaciones y mediciones en el campo, registradas por la CFE, en las dos etapas de excavación consideradas. Cuando se realizaron las excavaciones de las bermas, el esfuerzo cortante de la arcilla era semejante a su resistencia a la falla, debido a que la tasa de deslizamiento se estaba incrementando significativamente, con un F_s cercano a la unidad. Al efectuar la excavación de la parte superior del talud y la construcción de las galerías de drenaje, los desplazamientos se redujeron inmediatamente a casi cero, lo que significa un incremento apreciable del factor de seguridad.

5.2.2 Análisis seudoestáticos

5.2.2A Con el método del elemento finito

Con el propósito de estimar los niveles de la aceleración requerida para obtener un factor de seguridad unitario, durante carga dinámica, se realizaron análisis seudoestáticos con el método del elemento finito a partir de la configuración actual de la ladera y de las condiciones de resistencia determinadas en los análisis estáticos (Fig 5.12). Para ello, las fuerzas horizontales de inercia, de diferentes magnitudes y proporcionales al peso del bloque deslizante se aplicaron en el bloque de brecha volcánica.

En la Fig 5.13 se muestran los resultados de los análisis. Se obtiene un coeficiente sísmico de fluencia, K_y , (para un $F_s \approx 1.0$) de 0.05 para un $\phi_r = 11^\circ$ y de 0.20 para $\phi_r = 15^\circ$.

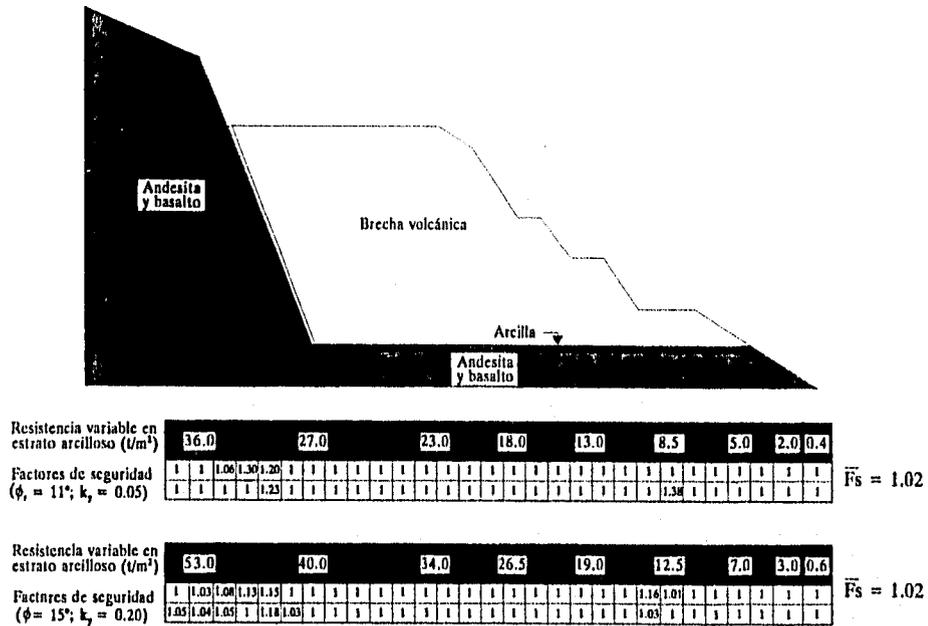


Fig. 5.13 Análisis pseudoestático con el método de los elementos finitos (Configuración actual).

En la Fig 5.14 se presenta en forma gráfica el rango de valores del coeficiente sísmico de fluencia, de 0.05 a 0.20, correspondiente a valores de ϕ_r que van de 11° a 15° , respectivamente. Se añadió para esta gráfica un valor de ϕ_r igual a 7° . Se observa que para este valor, el talud sería inestable aún para condiciones estáticas. En todos estos análisis se consideró el nivel de aguas freáticas abatido al nivel del estrato de arcilla.

De acuerdo con lo comentado en la sección 5.2.1, se estima que se requeriría en el talud una aceleración superior al 10% de la aceleración de la gravedad ($a_y = 0.10g$), para disminuir el F_s estático a la unidad. Si esto ocurriese, no indica que el talud fallaría, debido precisamente al carácter transitorio de la acción de las fuerzas sísmicas. La secuencia de condición de inestabilidad y estabilidad de la ladera durante todo el evento sísmico produce un desplazamiento permanente que es necesario evaluar.

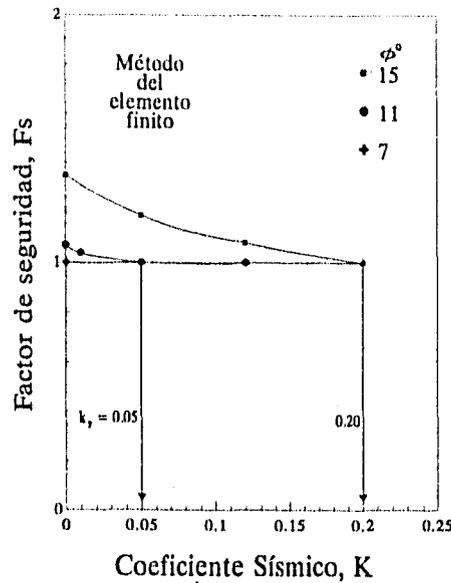


Fig. 5.14 Efecto del coeficiente sísmico en la estabilidad de la ladera.

5.2.2B Con el método del equilibrio de cuñas

El mecanismo de falla que se evidenció por los registros de los inclinómetros, las mediciones topográficas y por el fracturamiento en los límites de la ladera es de un bloque rígido (brecha volcánica) deslizando sobre el estrato de arcilla. Debido también a las características de las superficies de falla, el deslizamiento se modela con dos cuñas, una activa y otra pasiva, como se describe en el Apéndice A y en la sección 4.4.1.

Las ecs 4.1 y 4.2 permiten realizar un estudio paramétrico para evaluar la estabilidad de la ladera para diferentes condiciones de resistencia, geometría y aceleración.

Para el caso de Agua Prieta, los resultados más significativos del estudio paramétrico se condensan en las Figs 5.15 y 5.16. En estas figuras se muestra la variación del coeficiente sísmico de fluencia, k_y , en función de la fricción residual en la arcilla, ϕ_b , para diferentes valores de ϕ_r , ϕ_i y del nivel de aguas freáticas, NAF. Es claro que k_y aumenta con los valores de ϕ_b , ϕ_r y ϕ_i , y disminuye al elevarse el NAF.

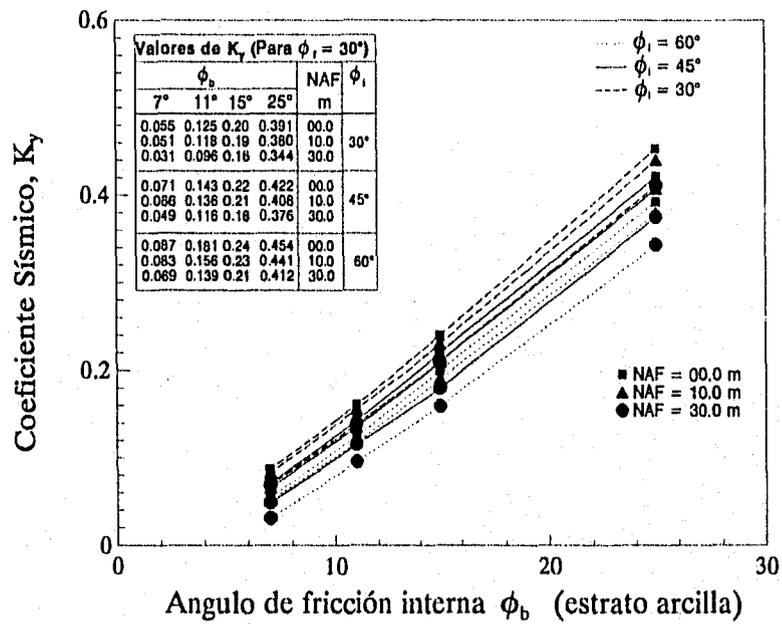
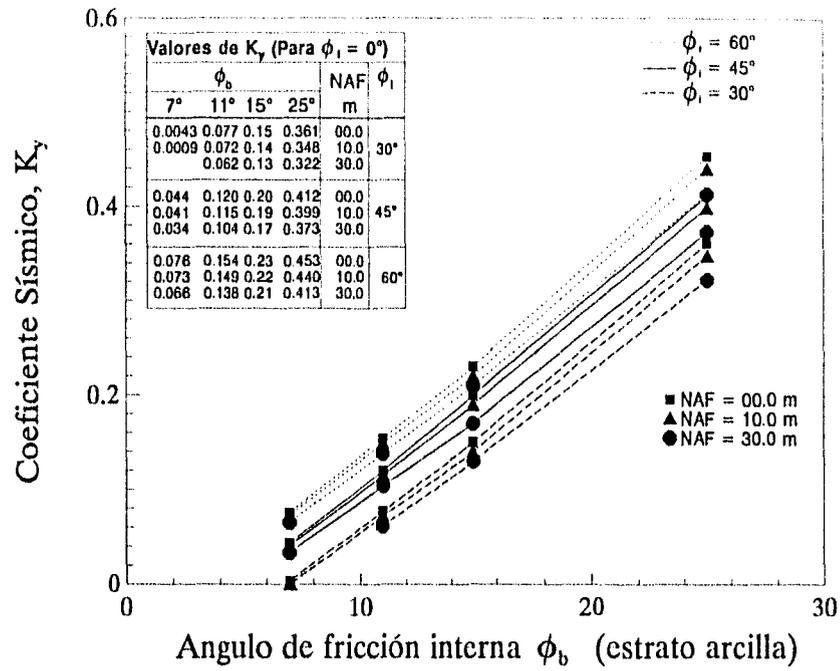


Fig. 5.15 Variación del coeficiente sísmico en función de ϕ_r , ϕ_b y el nivel de aguas freáticas (NAF).

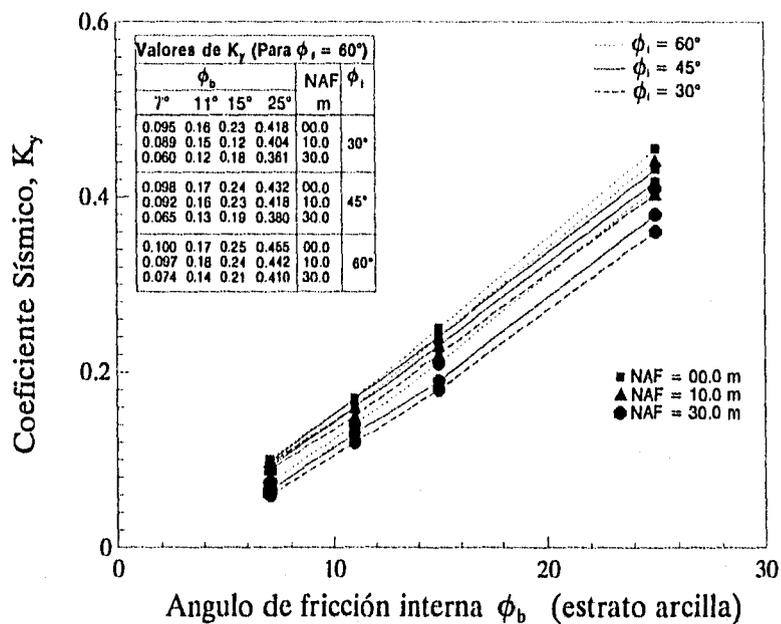


Fig. 5.16 Variación del coeficiente sísmico en función de ϕ_i , ϕ_b y el nivel de aguas freáticas (NAF).

En la Fig 5.17 se presenta el efecto del coeficiente sísmico en el factor de seguridad (pseudoestático) de la ladera, para los ángulos seleccionados de fricción interna residual en la arcilla y para un NAF abatido. Es interesante notar que el valor de k_y obtenido con este procedimiento de equilibrio de cuñas es semejante al obtenido con el método del elemento finito (Fig 5.14) para $\phi_r = 15^\circ$.

La Fig 5.18 muestra el efecto del NAF en el valor de k_y . Al tener un NAF de 30.0 m, el k_y puede disminuir entre 14 y 23% dependiendo del ángulo de fricción residual en la arcilla. El efecto es más importante cuanto menor es el valor de ϕ_b .

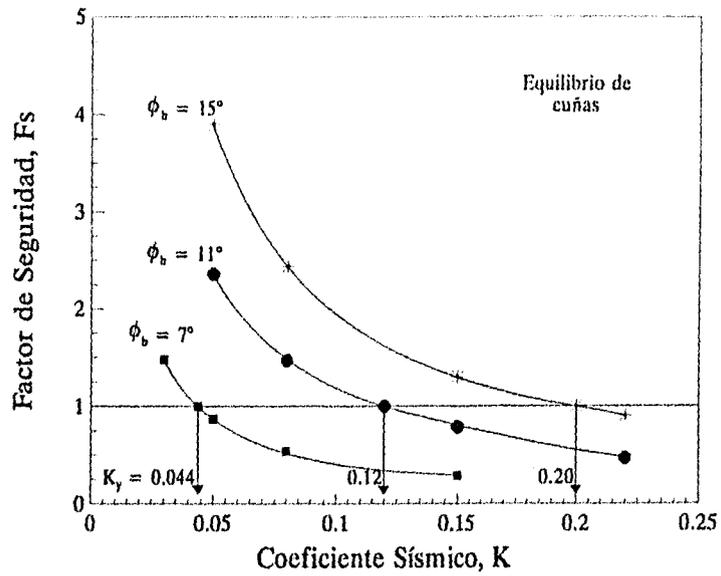


Fig. 5.17 Efecto del coeficiente sísmico en la estabilidad de la ladera (Equilibrio de Cuñas).

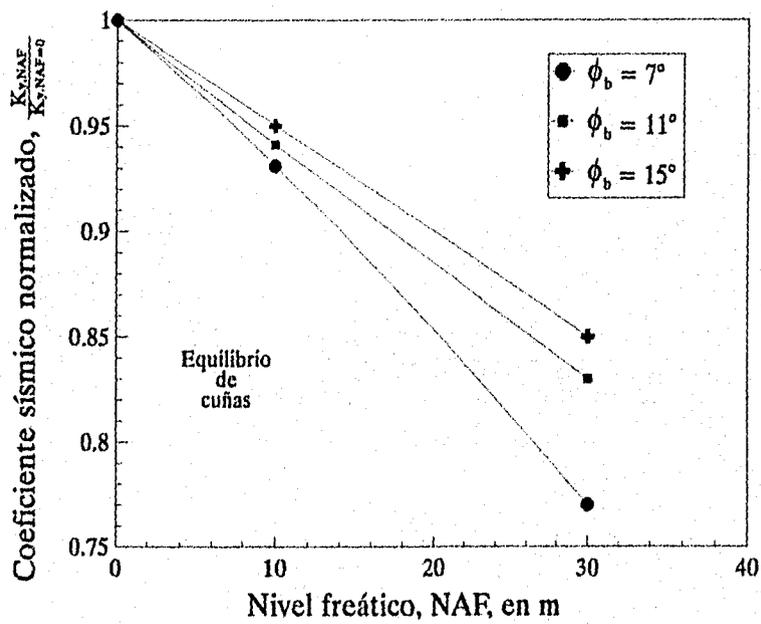


Fig. 5.18 Efecto del nivel freático en la ladera sobre el coeficiente sísmico de fluencia.

5.3 ANALISIS SISMICO

Las ondas sísmicas de cortante, SH, que inciden verticalmente en la base rocosa, constituyen el movimiento de la excitación. Esta excitación se define a partir de la información sobre el medio ambiente sísmico local. Las características de la excitación dinámica en roca, para el sitio en estudio, se definieron basándose en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad vigente (1993), el cual especifica la excitación en términos del espectro suavizado de aceleraciones para 5% de amortiguamiento,

$$S_a = 0.36 \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0.6 \text{ s} \quad (5.1)$$

$$S_a = 0.36 (0.6/T)^{0.5} \quad \text{para } T > 0.6 \text{ s} \quad (5.2)$$

donde, S_a es la aceleración espectral en decimales de la aceleración de la gravedad y T es el periodo en segundos.

En la Fig 5.19 se esquematiza el procedimiento de análisis de la respuesta sísmica de la ladera. Se considera el movimiento incidente de la excitación para ser utilizado como excitación de entrada en el análisis y obtener la respuesta dinámica de los diferentes estratos seleccionados.

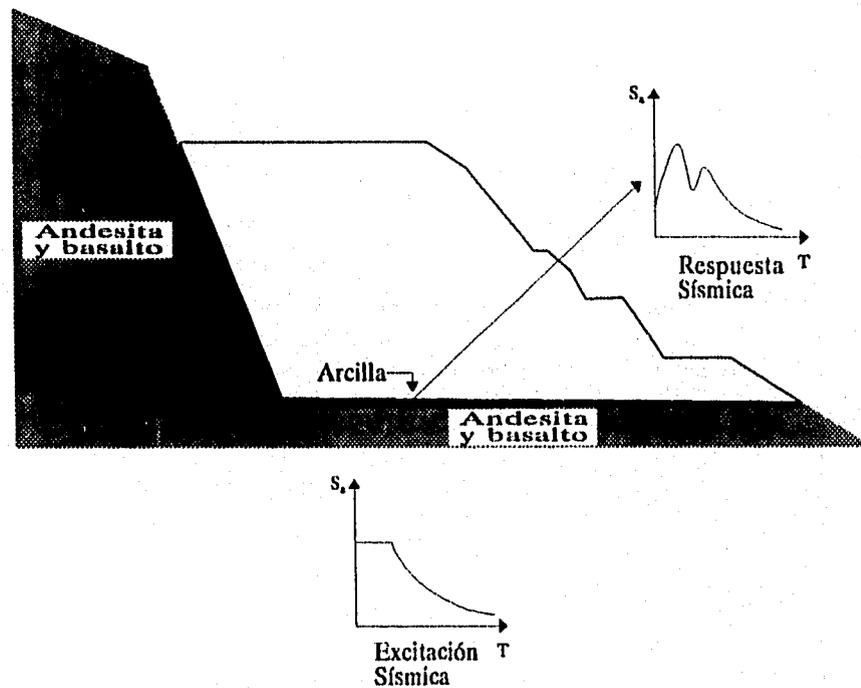


Fig. 5.19 Procedimiento de análisis de la respuesta sísmica de la ladera.

En la Fig 5.20 se muestra la caracterización de la ladera. La base rocosa de andesita y basalto descansa sobre el semiespacio con propiedades semejantes a las de la andesita y basalto. Sobre la base de basalto y andesita se localiza el estrato de arcilla y sobreyaciendo este estrato se encuentra la ladera de brecha volcánica. En la misma figura se indican las propiedades dinámicas de cada material. Para la arcilla se consideraron tres valores del módulo de rigidez dinámico máximo, $G_{m\acute{a}x}$, con el propósito de evaluar su efecto en la respuesta de la ladera. Estos módulos se definieron a partir de los ensayos estáticos, considerando el módulo tangente al origen, E_t (del ajuste hiperbólico), como representativo del módulo dinámico máximo, definido como,

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{E_t}{2(1+\nu)} \quad (5.3)$$

donde $\nu = 0.40$

El comportamiento dinámico de todos los materiales se supuso elástico lineal con las propiedades de amortiguamiento histerético, λ .

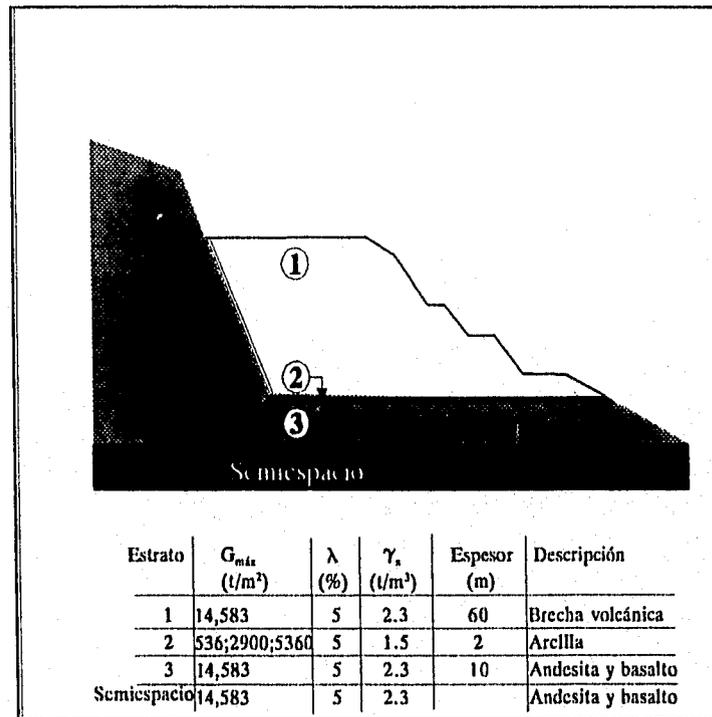


Fig. 5.20 Caracterización del talud para el análisis de respuesta sísmica.

Para el cálculo de las respuestas dinámicas de la ladera se usó el programa RADSH (Bárcena y Romo, 1994). Este programa utiliza los conceptos de la teoría de vibraciones casuales y del valor extremo (Romo, 1977) para suelos estratificados horizontalmente sujetos a la propagación unidimensional de ondas de cortante horizontales y presenta las alternativas de utilizar el método lineal y el lineal equivalente para simular el comportamiento de los materiales. Los resultados se muestran en la Fig 5.21, en términos de espectros de aceleraciones (5% de amortiguamiento). Se observa que la variación de $G_{máx}$, en la arcilla, modifica apreciablemente las amplitudes espectrales máximas (que ocurren en el periodo de aproximadamente 0.20 s) y poco afectan al contenido de frecuencias de la respuesta.

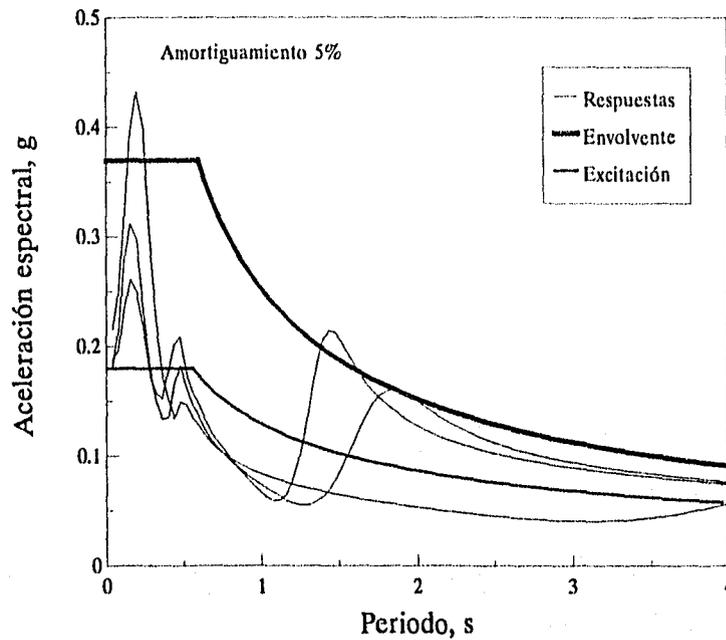


Fig. 5.21 Respuesta en la base de la cuña deslizante.

Para caracterizar la respuesta dinámica del talud se consideró un espectro suavizado que corresponde a la envoltente de los espectros calculados (Fig 5.21). Definida la forma espectral que engloba las respuestas de la ladera, se generó un acelerograma sintético que cumple con la condición de que su espectro de respuesta sea igual al espectro suavizado propuesto. Se utilizó para ello un procedimiento basado en superponer ondas armónicas (con series de Fourier), cuyas amplitudes se definen de las ordenadas espectrales para cada periodo y sus fases se consideran aleatorias, con una distribución de probabilidad uniforme en el intervalo de $(-\pi, \pi)$ (Romo, 1977), semejante a lo expuesto en la sección 4.4.2.

Se generó el acelerograma sintético (Fig 5.22) escalado para dar una aceleración máxima de 0.18g.

La duración de la parte intensa (los 30s centrales) se definió con base en observaciones de acelerogramas registrados en roca, en la zona epicentral, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

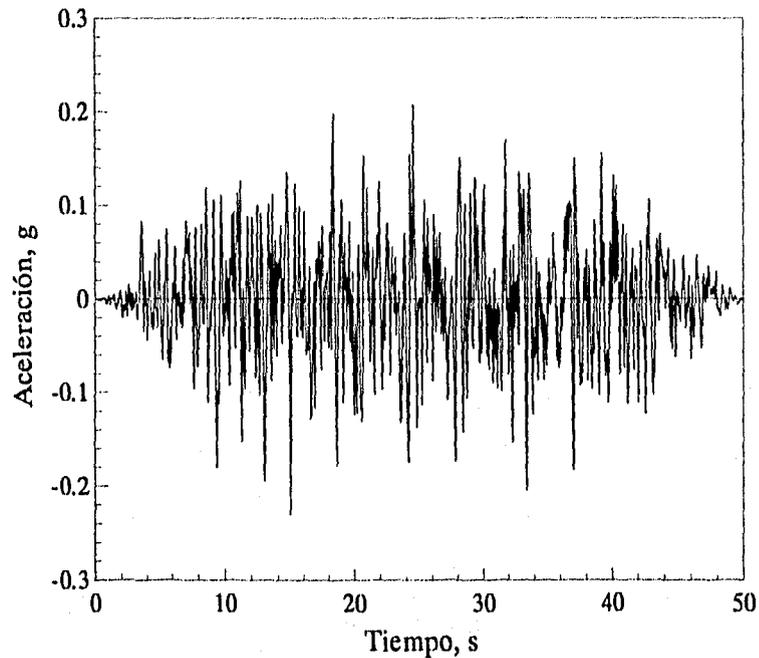


Fig. 5.22 Acelerograma sintético usado en el cálculo de desplazamientos del talud.

En la Fig 5.23 se muestran los espectros de potencia, $G(\omega)$, del espectro de diseño (Envolvente en la Fig 5.21) y del histograma sintético. Se observa que los espectros de potencia coinciden bastante bien, dentro de cierto margen, en cuanto a contenido de energía y frecuencias, por lo que el acelerograma generado se considera representativo de las respuestas de la ladera.

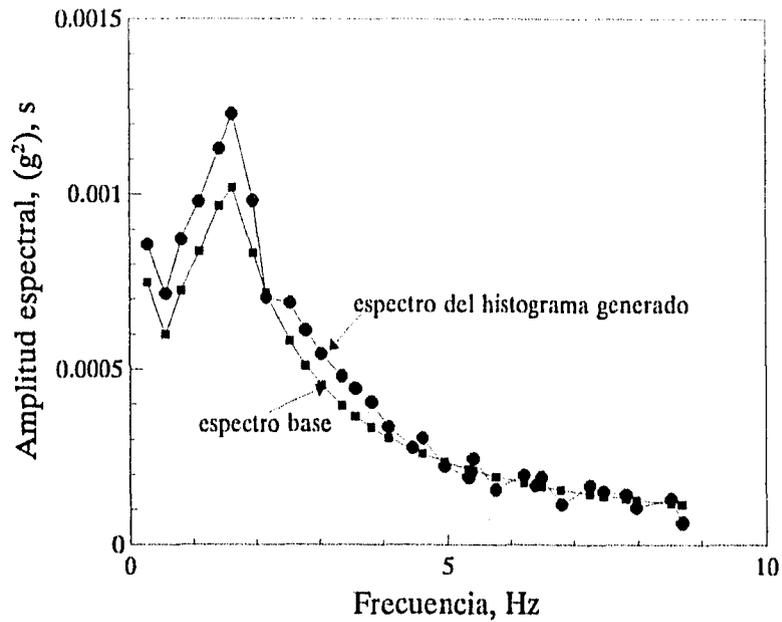


Fig. 5.23 Comparación entre los espectros de potencia.

Partiendo del histograma generado y tomando en cuenta el valor de la aceleración de fluencia calculado por el método descrito en la sección 4.4.1, se obtiene el desplazamiento permanente, cuando el valor de la aceleración de fluencia es sobrepasado por los valores de la aceleración del histograma. El desplazamiento permanente acumulado se obtiene al final del tiempo total del acelerograma. El cálculo de los desplazamientos permanentes inducidos en la ladera, por la condición sísmica representada por el acelerograma sintético de la Fig 5.22, se realizó para tres aceleraciones máximas, $a_{m\acute{a}x}$, (0.23g, 0.18g y 0.13g) y dos aceleraciones de fluencia, a_y , (0.022g y 0.08g). Estos valores proporcionan condiciones conservadoras ya que como se vió anteriormente, el coeficiente sísmico de fluencia, k_y , representativo es del orden de 0.10 y la aceleración (relativa a la base rocosa) de la ladera es del orden de 0.18g, para la condición más crítica (Fig 5.21). En las Figs 5.24 a 5.26, se muestran los desplazamientos permanentes resultantes para estas condiciones. Los valores calculados son tolerables para todos los casos excepto para la combinación de $a_{m\acute{a}x}=0.23g$ y $a_y=0.022g$, la cual, de acuerdo con los resultados presentados en la sección 5.2.2 no es representativa de las condiciones reales del problema.

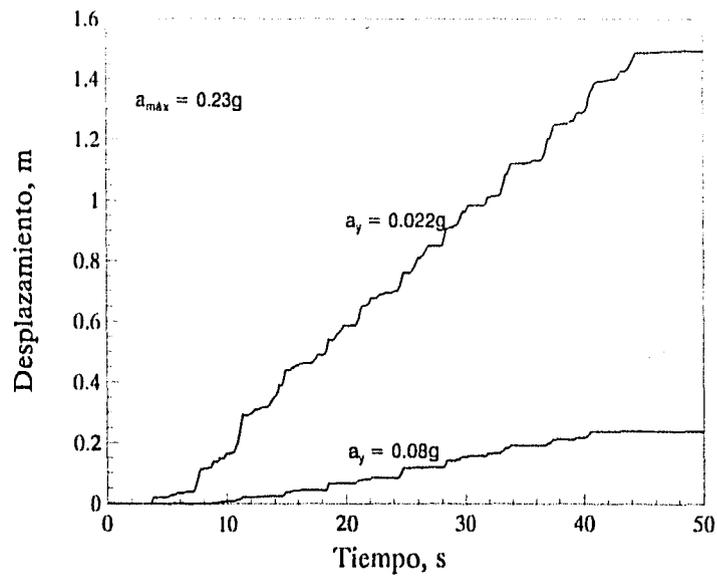


Fig. 5.24 Desplazamientos permanentes de la ladera inducidos por sismo (Para una aceleraci3n maxima de 0.23g).

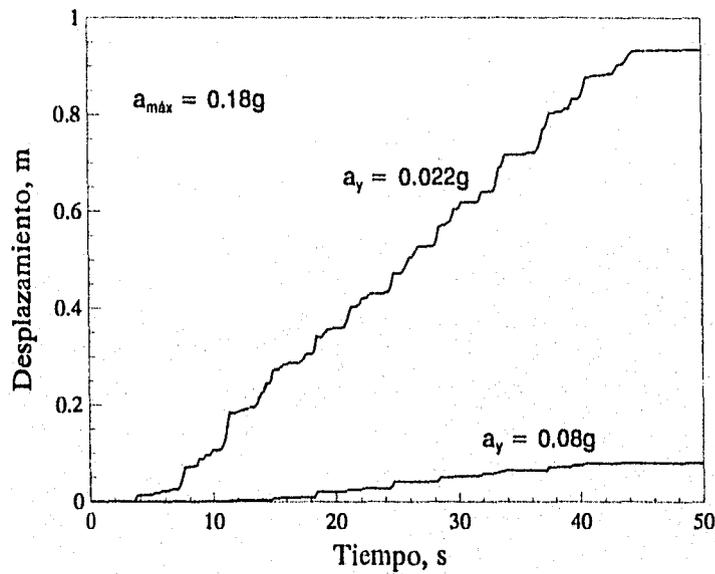


Fig. 5.25 Desplazamientos permanentes de la ladera inducidos por sismo (Para una aceleraci3n maxima de 0.18g).

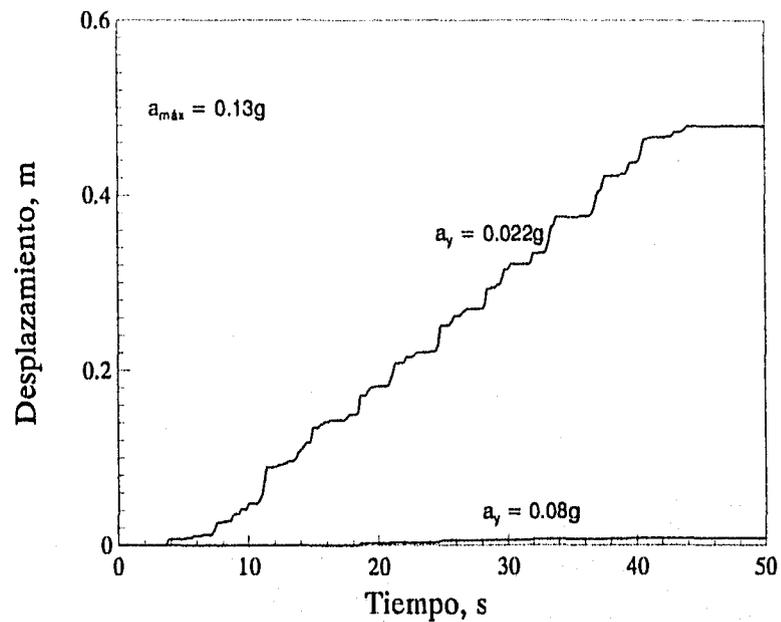


Fig. 5.26 Desplazamientos permanentes de la ladera inducidos por sismo (Para una aceleración máxima de 0.13g).

En la Fig 5.27 se muestra el desplazamiento permanente máximo para diferentes coeficientes sísmicos de fluencia. Se observa que los desplazamientos permanentes son despreciables para coeficientes sísmicos de fluencia, k_y , mayores que 0.10, sin importar la aceleración máxima en la cuña que desliza. Por otro lado, si el valor de k_y es inferior a 0.05, entonces los desplazamientos permanentes se incrementan significativamente con cambios relativamente pequeños en el valor de k_y .

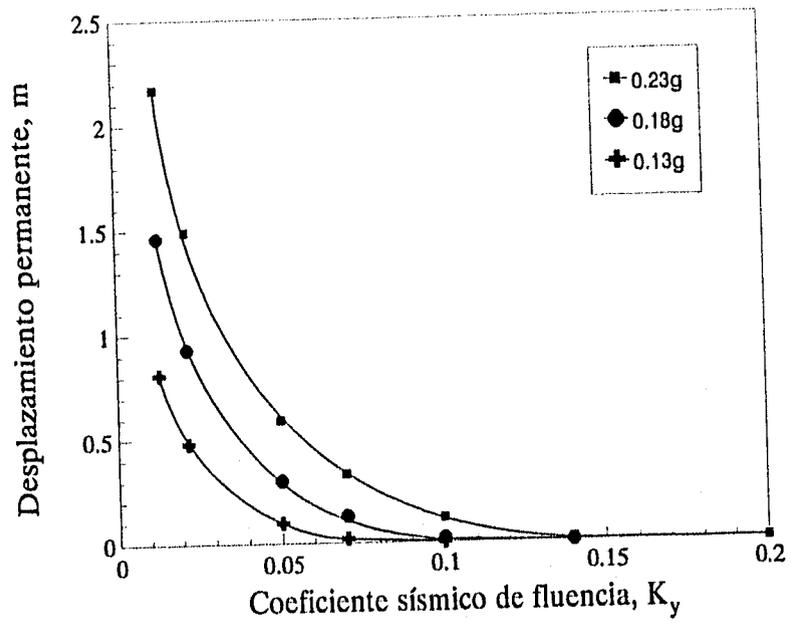


Fig. 5.27 Desplazamiento permanente máximo de la ladera.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha evaluado la estabilidad sísmica de una ladera natural, la que permitió por sus condiciones de geometría, mecanismo de falla y propiedades geotécnicas ser analizada por medio de un procedimiento unidimensional de respuesta sísmica, un método pseudoestático convencional y las técnicas del método del elemento finito para el análisis estático y pseudoestático.

No existen reglas establecidas para determinar las combinaciones apropiadas de coeficientes sísmicos, factores de seguridad y resistencia de materiales que provean deformaciones permanentes aceptables en laderas naturales. Así, el comportamiento sísmico de laderas en áreas de alta sismicidad debe estimarse en términos de los **desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente**.

Los resultados del análisis de deformaciones indican si los desplazamientos son grandes o pequeños, exactitudes de milímetros son insignificantes en la mayoría de los casos, dadas las hipótesis simplificadoras e incertidumbres asociadas con el análisis. El efecto neto de todas las simplificaciones podría ser conservador, pero siempre es necesario precaución en la interpretación de los resultados.

Los desplazamientos permanentes provocados por sismo, para el caso de la ladera natural de Agua Prieta, se estimaron con un análisis tipo Newmark y un procedimiento de doble integración y además se empleó el recurso convencional del equilibrio límite para calcular la aceleración de fluencia.

Para este caso particular se observó que, los desplazamientos permanentes son despreciables (menores que 20 cm) para coeficientes sísmicos de fluencia mayores que 0.10, sin importar la aceleración máxima en la cuña deslizante. En el caso contrario, los desplazamientos permanentes se incrementan significativamente con cambios relativamente pequeños del coeficiente sísmico de fluencia.

El estudio de **la respuesta del sitio** es una componente esencial en el cálculo de los desplazamientos permanentes de laderas, ya que éstos están influenciados por las características dinámicas (módulo cortante, amortiguamiento y resistencias), por la geometría de la ladera y por las características del movimiento sísmico de diseño (intensidad, duración, contenido de frecuencias, aceleración máxima y periodo dominante). Por lo tanto, es importante evaluar un rango apropiado de movimientos sísmicos de entrada y un rango apropiado de propiedades dinámicas de la ladera.

Para el caso de Agua Prieta cabe comentar que, cuando el periodo se incrementa ($T > 1.0$ s) la aceleración espectral máxima disminuye, y la respuesta sísmica depende principalmente de las características dinámicas de la ladera. Valores altos de la aceleración espectral se asocian a periodos bajos ($T < 1.0$ s).

Los rangos coincidentes de valores de los coeficientes sísmicos obtenidos del **análisis límite** y el **análisis de elementos finitos (seudoestático)** demuestran que, los métodos simplificados convencionales como el análisis pseudoestático del equilibrio de cuñas empleados en casos de laderas simples y de características específicas, como se resalta en el marco teórico de este trabajo, pueden aplicarse al análisis de estabilidad de laderas naturales.

La aplicabilidad de los modelos sencillos en el análisis de estabilidad sísmica de laderas debe ponerse a prueba, analizando tantos casos (casos históricos bien documentados) como sea posible, para ganar confianza y experiencia en su uso.

7. REFERENCIAS

Ambraseys N., (1960). "The Seismic Stability of Earth Dams". Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japón, Vol 2, pgs. 1345-1363.

Anderson D. y Kavazanjian E. Jr., (1995). "Stability of Landfills Under Seismic Conditions SOA14". Third Int. Conf. on Recent Advances in Geot. Earthq. Eng. and Soil Dynamics. St. Louis, Mo., April, Vol III.

Anderson D.G., et. al., (1992). "Seismic Response of Landfill Slopes". Proc. Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Vol 2, ASCE Geotechnical Special Publication #31, Berkeley, California. pgs. 973-989.

Andrighetto R. y Faccioli E., (1992). "Modelling of the Seismic Response of Slopes by Rigid Blocks Connected with Elastic Joints". Proceedings of the French-Italian Conference on Slope Stability in Seismic Areas. Mayo.

Ashmawy, et. al., (1995). "Soil Damping and its Use in Dynamic Analysis". Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotc. Earthq. Engrg. and Soil Dynamics. St. Louis, Mo., Vol. I, Abril.

Bárcena A. y Romo M., (1994). "RADSH: Programa de Computadora para Analizar Depósitos de Suelo Estratificados Horizontalmente Sujetos a Excitaciones Dinámicas Aleatorias". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. Febrero.

Bardet J.P., (1992). "LINOS User's Manual". Research Center for Computacional Geomechanics. Civil Engineering Department, University of Southern, California, Los Angeles.

Bishop A.W. y Henkel D.J., (1962). "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test". Segunda Edición, Edward Arnold, London.

Bogdanoff J.L. et. al., (1961). "Response of a Simple Structure to a Random Earthquake-Type Disturbance". Bull. Seism. Soc. Am., 51(2), pg 293-310.

Bolton, M.D. y Steedman R.S., (1984). "Modelling the Seismic Resistance of Retaining Structures". CUED/D-SOILS-TR 154. report, Cambridge University, Cambridge, England.

Borcherdt, R.D., (1994). "New Developments in Estimating Site Response Effects on Ground Motion". Proceedings Seminar on New Developments in Earthquake Ground Motion Estimation and Applications for Engineering Practice. ATC-35, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Bowles D.S., (1984). "Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge between Theory and Practice". Ed. por David S. Bowles y Hon-Yim Ko. New York. ASCE.

Bowles J.E., (1992). "Engineering properties of Soils and their Measurement". Cuarta Edición, McGraw Hill, New York.

Braja M. Das, (1992). "Soil Mechanics Laboratory Manual". Engineering Press, Inc., Cuarta edición.

Bray J.D., et. al., (1995). "Seismic Stability Procedures for Solid-Waste Landfills". Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol 121, #2, pgs. 139-151.

Brooker E.W. y Ireland H.O., (1965). "Earth Pressures at Rest Related to Stress History". Can. Geotech J. 2(1), 1-5.

Campbell K.W., (1985). "Strong Motion Attenuation Relations: A Ten-Year Perspective: Earthquake Spectra". ASCE, Vol 1, #4, pgs. 759-804. Agosto.

Celestino T.B. y Duncan J.M., (1981). "Simplified Search for Noncircular Slip Surface". Proc., Tenth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Estocolmo, 3, 391-394.

Chang Ch, Chen W.F y Yao J.T.P., (1984). "Seismic Displacements in Slopes by Limit Analysis". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110 #7. Julio.

Chang, M.H., (1992). "Slope Stability Analysis of Lined Waste Landfills". Ph.D Dissertation, University of California, Berkeley, Abril.

Comisión Federal de Electricidad (1993). "Manual de Diseño de Obras Civiles", México.

Cornforth D.H. y Vessely A. (1992). "Pelton Landslide: An unusual Double-Wedge Failure", Stability and Performance of Slopes and Embankments-II., Vol I, Geotechnical Special Publication #31., ASCE.

Crespellani T. et. al., (1992). "Seismic Stability Analysis of Slopes including Amplification Effects". Proceedings of the French-Italian Conference on Slope Stability in Seismic Areas". Mayo.

Dean E.T.R. y Schofield A.N., (1983). "Two Centrifuge Model Tests: Earthquakes on Submerged Embankments". CUED/D-Soils/TR 134, Cambridge University, Cambridge, England.

Deschamps R.J. y Leonards G.A., (1992). "A Study of Slope Stability Analysis". Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Vol.I, Geotechnical Special Publication #31, ASCE.

Donald I.B. y Giam P.S.K., (1991). "Improved Multi-Wedge Landslide Analysis". Slope Stability Engineering Developments and Applications. Proceedings of the International Conference on Slope Stability Organized by The Institution of Civil Engineers and held on the Isle of Wight. Abril.

Duncan J.M.,(1992). "State-of-the-Art: Static Stability and Deformation Analysis". Stability and Performance of Slopes and Embankments-II. Vol I, Geotechnical Special Publication #31. ASCE.

Duncan J.M. y Wriath S.G., (1980). "The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis". Engineering Geology, 16(1), 5-17.

Elgamal A.M., et. al., (1990). "La Villita Dam Response During Five Earthquakes including Permanent Deformation". Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, Octubre.

Franklin A.G. y Chang F.K., (1977). "Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams". Miscellaneous Paper # S-71-17. U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Noviembre.

Gasparini D. y Vanmarcke E.H., (1976). "Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra". M.I.T., Department of Civil Engineering Research. Reporte #R76-4. Enero.

González V.F. y Sifuentes M.S., (1992). "Informe de Mediciones realizadas hasta Enero, 1992". P. H. Agua Prieta, Jal. Gerencia de Ingeniería Experimental y Control, CFE.

Hardin B.O. y Drnevich P.V., (1972). " Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects". Journal of SMFE Div. ASCE, Vol 98, SM6, 603-624.

Head K.H., (1992). "Manual of Soil Laboratory Testing". John Wiley & Sons, Inc. Halsted Press. Segunda edición.

Herrera S. y Reséndiz D., (1992). "Agua Prieta Landslide: A case History". Vol. Raúl J. Marsal, SMMS, México, pg. 109.

Hou S., (1968). "Earthquake Simulation Models and their Applications". M.I.T., Depto. Civil Eng., Rept R68-17.

Hudson D.E., (1976). "Interpretation of Strong Motion Records for Earthquake Design Criteria and Structural Response". Conferencia #4, EERI and SEAOC.

Hungr O., (1988). "CLARA User's Manual". O. Hungr Geotechnical Research, Inc. 95 East 20th Avenue, Vancouver, B.C., Canada.

Hungr O., (1987). "An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to three Dimensions". Geotechnique, 37(1), 113-117.

Hunt R.E., (1984). "Geotechnical Engineering Investigation Manual". Engineering Press, Inc., Cuarta edición.

Hushmand B. et. al., (1990). "Seismic Monitoring and Evaluation of a Solid Waste Landfill". Proc. Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, Vol 3, pg 855-863.

Hynes M.E. y Franklin A.G., (1984). "Earthquake Probability in Engineering- Part2: Earthquake Recurrence and Limitations of Gutenberg-Richter b-values for Engineering of Critical Structures". Engineering Geology, Vol 36, pg. 1-52.

Idriss I.M., et. al., (1973). "QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures". Report #EERC 73-16, University of California, Berkeley, California.

Idriss I.M., et. al., (1980). "Behavior of Normally Consolidated Clay Under Simulated Earthquake and Ocean Wave Loading Conditions". Proc. of the Int. Symposium on Soil Under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Vol 1, A.A., Balkema, Rotterdam.

Idriss I.M., (1985). "Evaluating Seismic Risk in Engineering Practice". Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco. Vol I, pg 255-320.

Idriss I.M., (1987). "Earthquake Ground Motions". Conferencia. Earthquake Engineering Research Institute. Course on Strong Ground Motion-Seismic Analysis, Design, and Code Issues, Pasadena, California. Abril.

Idriss I.M. y Sun J.I., (1992). "User's Manual for SHAKE91". Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.

Ishihara K., (1985). "Stability of Natural Deposits During Earthquakes". Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol 2, pg 321-376.

Joyner W.B. y Boore D.M., (1988). "Measurement, Characterization and Prediction of Strong Ground Motion". Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conf., ASCE, Park City, UT, 43-102. Junio.

Jaky, J., (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest". Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, Octubre. 355-358.

Klohn L. et. al., (1978). "A Simplified Procedure for the Analysis of Sand-fill Tailings Dams Subjected to Seismic Loadings". Department of the Environment Protection Service Branch, Environment Canada, Ottawa. Klohn Leonoff Consultants Ltd., and Pan American Engineering and Computing Services Ltd. (PEACS).

Kolsky H., (1992). "The Measurement of the Material Damping of High Polymers over ten decades of Frequency and its Interpretation". M3D: Mechanics and Mechanisms of Material Damping. ASTM, STP 1169. Vik. Kinra and A. Wolfenden, Eds., pg 4-27.

Kondner R. L., (1963). "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 89, SM1, Febrero, pg 115-143.

Kondner R.L. y Zelasko J.S., (1963). "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands". Proceedings of the Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Brasil, Vol 1, pg 289-324.

Krinitsky E.L., (1993). "Earthquake Probability in Engineering-Part2: Earthquake Recurrence and Limitations of Gutenberg-Richter b-values for Engineering of Critical Structures". Engineering Geology, Vol 36, pg 1-52.

Koppula S.D., (1984). Pseudo-static Analysis of Clay Slopes Subject to Earthquakes". Geotechnique #34, #1. pg 71-79.

Kulhawy F.H. et. al., (1969). "Finite Element Analysis of Stress and Movements in Embankments During Construction". U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Miss., Reporte S-69-8. Noviembre.

Lambe T.W. y Whitman R.V., (1969). "Soil Mechanics". John Wiley & Sons, Inc., New York.

Lambe T.W. y Whitman R.V., (1979). "Soil Mechanics". John Wiley & Sons, Inc., New York.

Lee M.K.W. y Finn W.D.L., (1978). "DESRA-2 Dynamic Effective Stress Response Analysis of Soil Deposits with Energy Transmitting Boundary Including Assesment of Liquefaction Potencial". Soil Mechanics Series #36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canadá.

Li X et. al., (1992). "TEST92: Un Programa de Elementos Finitos para Simular Excavaciones en Suelos Elasto-Plásticos". Proyecto 2522, Elaborado para ICA Ingeniería. Noviembre.

Lin J. y Whitman R.V., (1986). "Earthquake Induced Displacements of Sliding Blocks". Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, Vol 112, #1. Enero.

Long E. y George W., (1967). "Buttress Design for Earthquake-Induced Slides". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol 93, SM4. Julio. pg 595-610.

Lysmer J. et. al., (1974). "LUSH: A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structures Systems". Reporte UCB/EERC 74-4. University of California, Berkeley.

Lysmer J. et. al., (1975). "FLUSH: A Computer Program for Aproximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems". Reporte EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Noviembre.

Lupini J.F et. al., (1981). "The Drained Residual Strength of Cohesive Soils". Geotechnique, 31:2:181.

Makdisi F.I. y Seed H.B., (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 104, #GT7, pg 849-867.

Marcuson W.F. et. al., (1992). "Seismic Stability and Permanent Deformation Analysis: The last 25 years. Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Vol I, Geotechnical Special Publication #31. ASCE.

Matasovic N., (1993). "Seismic Response of Composite Horizontally-Layered Soil Deposits". Ph D.Dissertation Civil and Environmental Engineering Department, University of California, Los Angeles.

Matsui T. et. al., (1980). "Cyclic Stress-Strain History and Shear Characterists of Clay". Journal of Geotechnical Engrg. Div., Proc. ASCE, Vol 106, n GT10. Octubre.

Mayne P.W. y Kulhawy F.H., (1982). "Ko-OCR Relationships in Soil". J. of the Geotech. Engrg. Div., ASCE, 108(GT6), 851-872.

Mejía L.H. y Seed H.B., (1981). "Three Dimensional Dynamic Response Analysis of Earth Dams". Rep. UCB/EERC-81-15. Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, California.

Morgenstern N.R., (1992). "The Evaluation of Slope Stability A-25 year Perspective". Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Vol I, Geotechnical Special Publication #31. ASCE.

Mroz Z. et. al., (1979). "Application of an Anisotropic Hardening Model in the Analysis of Elasto-Plastic Deformation of Soils". Advanced Topics and New Developments in Finite Element Analysis. Portoroz. pg 18-22.

Newmark N.M., (1965). "Effects of Earthquake on Dams and Embankments". Geotechnique, Vol 15, #2, pg 139-160.

Ohmachi T., (1987). "Rockfill Sliding Initiated by Ground Shaking". Proc. Int. Symposium on Earthquakes and Dams. Berjing, China, I, 379-392.

Ovando E. et. al., (1995). "Seismic Cone Test in México City". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Poulos H.G., (1988). "Marine Geotechnics". UNWIN HYMAN Ltd., London.

Prevost J.H., (1993). "Nonlinear Dynamic Response Analysis of Soil and Soil-Structure Interacting Systems". In. Proc. Seminar Soil Dyn. Geotech. Earthq. Eng., Lisboa, Portugal, pg 49-126. Balkema, Rotterdam.

Prevost J.H., (1993). "DYNAFLOW: A Nonlinear Transient Finite Element Analysis Program. Dept. of Civil Eng. and Op. Research. Princeton University.

Pyke R., (1993). "User's Manual for TSLOPE3: Computer Program for Three Dimensional Slope Stability Analysis". Tega Engineering Software Services, Lafayette, California.

Reséndiz D., (1970). "Las relaciones Esfuerzo-Deformación de los Suelos: Una Revisión de Enfoques". Publicación #247. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Reséndiz D. y Romo M.P., (1972). "Analysis of Embankment Deformations". Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. ASCE, Vol I. Purdue University, Lafayette, Indiana. Junio.

Rodriguez J.A. y Porán C.J., (1993). "Earthquake Induced Landslides in Colombia". Proc. Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. St. Louis, Missouri. Junio.

Rodriguez-Roa F. y Palma G., (1995). "Dynamic Properties of a Granular Soil". Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Abril, Vol I, St. Louis Mo.

Romo M., (1976). "Soil Structure Interaction in a Random Seismic Environment". PhD Thesis, University of California, Berkeley.

Romo M. et. al., (1977). "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction". Reporte UCB/EERC/77-01. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Enero.

Romo M.P y Reséndiz D., (1981). "Computed and Observed Deformation of Two Embankment Dams under Seismic Loading". Dams and Earthquake. Proceedings of a Conference held at the Institution of Civil Engineers. Thomas Telford Limited, London. Octubre.

Ruiz P. y Penzien J., (1969). "Probabilistic Study of the Behavior of Structures During Earthquakes". Reporte EERC, 69-3, University of California, Berkeley, CA.

Sarma S.K., (1975). "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments". Geotechnique, Vol 25, #44, pg 743-761.

Scanlan R.H. y Sachs K., (1974). "Earthquake Time Histories and Response Spectra". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 100, EM4. Agosto. pg 635-655.

Schnabel B. et. al., (1972). "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites". Reporte EERC 72-12, University of California, Berkeley, California.

Seco e Pinto P. et. al., (1995). "Stability of Slopes and Earth Dams Under Earthquakes". Third International Conference on Recent Advances in Geot. Earthq. Eng. and Soil Dynamics. St. Louis, Mo. Abril, Vol II.

Seed H.B y Goodman R.E., (1964). "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils". ASCE, Journal Soil Mechanics and Foundation Division, 90 (SM6). Noviembre.

Seed H.B. y Martin G.R., (1966). "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 92, SM3, Proc. 4824, Mayo. pg 25-58.

Seed H.B y Wilson S.D., (1967). "The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska". Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 93, SM4. Julio. pg 325-353.

Seed H.B., (1969). "The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage". State-of-Art Paper, Soil Dynamics Specialty Conference, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México City. Agosto.

Seed H.B e Idriss I.M., (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis". Reporte UCB/EERC-70/10.

Seed H.B. et. al., (1975). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations". Journal of Geotechnical Engineering. Vol 111, #12. pg 1425-1445.

Seed H.B. et. al., (1975). "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, GT7, pg 651-689.

Seed H.B., (1979). "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams". Geotechnique, Vol. 29, #3, pg 215-263.

Seed H.B. e Idriss I.M., (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". Monograph #5, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Seed H.B., (1984). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils". Reporte UCB/EERC-84/14. Septiembre.

Seed H.B. y DeAlba P., (1986). "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands". Proceedings, ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 281-302.

Singh, S. y Sun, J.I., (1995). "Seismic Evaluating of Mechanical Solid Waste Landfills". Proc. Geoenvironment 2000. ASCE Specialty Conference, New Orleans, Louisiana, pg 22-24. Febrero.

Skempton A.W., (1954). "Pore Pressure Parameters A and B". Geotechnique 4, #4, pg 143.

Skempton A.W., (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation". Geotechnique 36, #3, pg 425-447.

Sultan H. A. y Seed H.B., (1966). " Stability of Sloping Core Earth Dams". Proceedings, ASCE Specialty Conference Stability and Performance of Slopes and Embankments. pg 51-73.

Tamura C. y Okamoto S., (1987). "On Effects of Vertical Ground Motion on Stability of Fill-Type Dams". Proc. Int. Symp. on Earthquakes and Dams, Beijing, China, I, pg 486-500.

Thiers G.R. y Seed H.B., (1969). "Strength and Stress-Strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loads". ASTM STP 450, Symposium on Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, American Society for Testing and Materials, pg 3-56.

Tsai N.C., (1972). "Spectrum-Compatible Motions for Design Purposes". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 98, EM2, Abril. pg 345-356.

Vanmarcke E.H., (1977). "Structural Response to Earthquake". Seismic Risk and Engineering Decisions, Editado por Lomnitz y E. Rosenblueth, Elsevier Publishing Co.

Vanmarcke E.H. y Lai P.S., (1980). "Strong Motion Duration and RMS Amplitud of Earthquake Records". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 70, #4, pg 1293-1307.

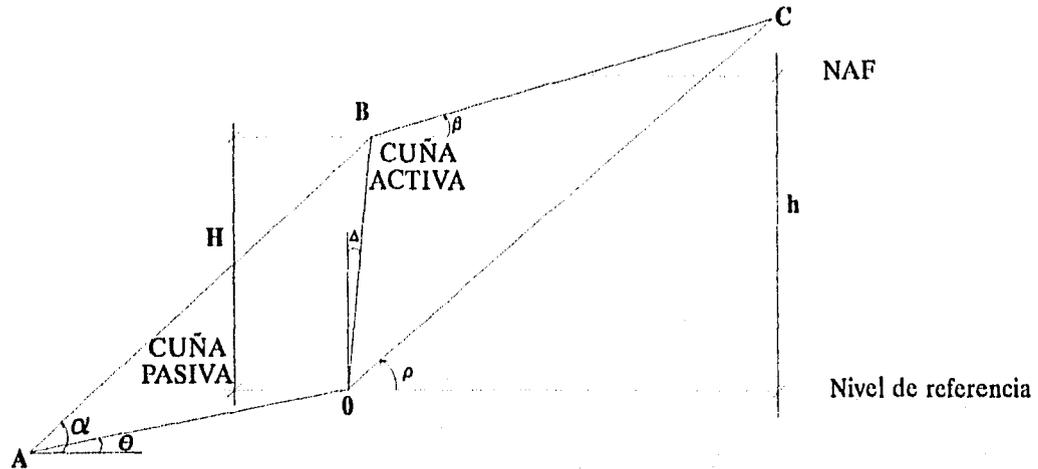
Vrymoed J.L y Calzascia E.R., (1978). "Simplified Determination of Dynamic Stresses in Earth Dams". Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, California, pg 991-1006.

Wroth C.P. y Hously G.T., (1985). "Soil Mechanics Property Characterization y Analysis Procedures". Proc. 11th Int. Conf. SM FE(1), San Francisco, pg 1-55.

APENDICE A

En este apéndice se calculan las ecuaciones 4.1 y 4.2 del texto, que corresponden a la aceleración de fluencia y el factor de seguridad (seudoestático) de un sistema de dos cuñas.

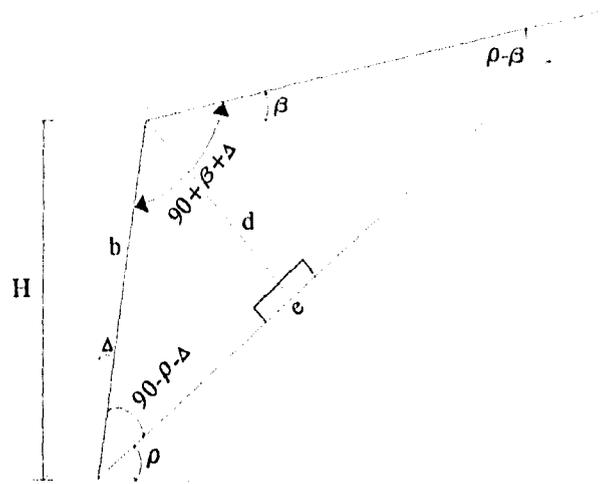
Geometría:



donde

- H: altura de la superficie de interfaz de las cuñas activa y pasiva
- h: altura del nivel de aguas freáticas
- ρ : ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento de la cuña activa, respecto a la horizontal
- β : ángulo de inclinación del talud de la cuña activa, respecto a la horizontal
- Δ : ángulo de inclinación de la superficie de interfaz de las cuñas activa y pasiva, respecto a la vertical
- α : ángulo de inclinación del talud de la cuña pasiva, respecto a la horizontal
- θ : ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento de la cuña pasiva, respecto a la horizontal

Cuña Activa



$$b = \frac{H}{\cos \Delta}$$

$$d = \frac{H}{\cos \Delta} \cos(\rho + \Delta)$$

$$e = \frac{H}{\cos \Delta} \frac{\cos(\beta + \Delta)}{\sin(\rho - \beta)}$$

Área de la cuña activa

$$A = \frac{1}{2} H^2 \frac{\cos(\beta + \Delta) \cos(\rho + \Delta)}{\cos^2 \Delta \sin(\rho - \beta)}$$

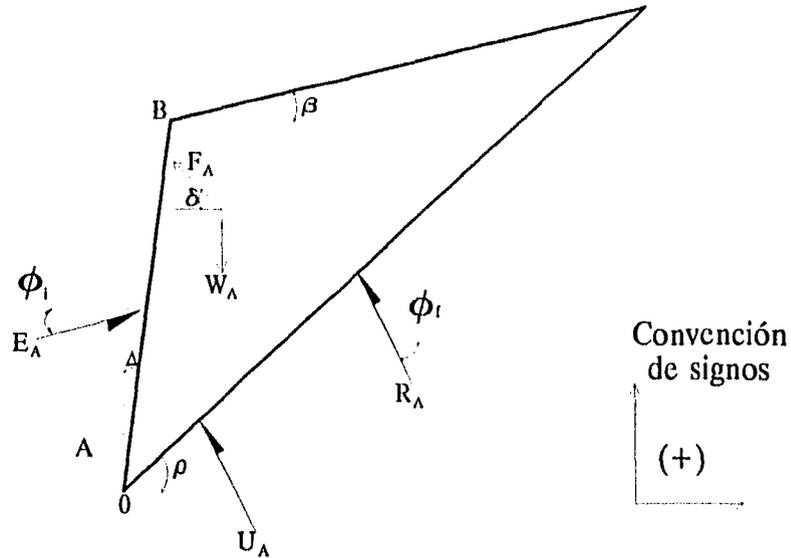
Peso de la cuña activa

$$W_A = \frac{1}{2} H^2 \gamma_A \frac{\cos(\beta + \Delta) \cos(\rho + \Delta)}{\cos^2 \Delta \sin(\rho - \beta)}$$

donde

γ_A : peso específico del material de la cuña activa

Fuerzas consideradas en la cuña activa



Proyección de las fuerzas en los ejes x-x y y-y

Para la fuerza R_A (Reacción del suelo a la cuña activa)

Componente tangencial	$N \tan \phi_f \sin \rho$
	$N \tan \phi_f \cos \rho$
Componente normal	$N \sin \rho$
	$N \cos \rho$

Para la fuerza E_A (Empuje activo de tierras)

Componente tangencial	$E_A \sin \phi_i \cos \Delta$
	$E_A \sin \phi_i \sin \Delta$
Componente normal	$E_A \cos \phi_i \cos \Delta$
	$E_A \cos \phi_i \sin \Delta$

Para la fuerza U_A (Empuje hidrostático)

Componente tangencial $\frac{1}{2} \gamma_w h^2 = U_A \sin \rho$

Componente normal $\frac{\gamma_w h^2 \cos \rho}{2 \sin \rho} = U_A \cos \rho$

donde

γ_w : peso específico del agua

Para la fuerza F_A (Fuerza de inercia)

Componente horizontal $\frac{a_y}{g} W_A = F_{AH}$

Componente vertical $\frac{a_y}{g} W_A \tan \delta = F_{AV}$

donde

δ : ángulo de inclinación de la fuerza de inercia, respecto a la horizontal.

a_y : aceleración de fluencia

g : aceleración de la gravedad

Sumatoria de las fuerzas en x-x

$$\Sigma X = 0$$

$$-F_{AH} + E_A \cos \phi_i \cos \Delta + E_A \sin \phi_i \sin \Delta + N \tan \phi_f \cos \rho - N \sin \rho - U_A \sin \rho = 0$$

Sumatoria de las fuerzas en y-y

$$\Sigma y = 0$$

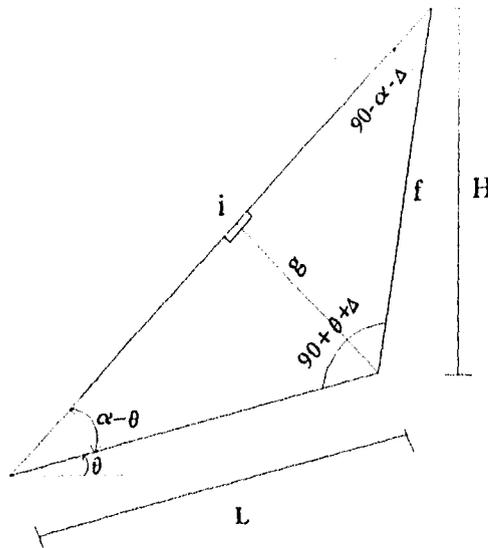
$$-W_A - E_A \cos \phi_i \sin \Delta + E_A \sin \phi_i \cos \Delta + N \tan \phi_f \sin \rho + N \cos \rho + F_{AH} \tan \delta + U_A \cos \rho = 0$$

De $\Sigma y = 0$
$$N = \frac{W_A + E_A \sin(\Delta - \phi_i) - F_{AH} \tan \delta - U_A \cos \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho}$$

En $\Sigma x = 0$ se sustituye N, se agrupan los términos semejantes y se despeja el Empuje activo, E_A :

$$\begin{aligned} & E_A \left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\sin(\Delta - \phi_i) \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} - \frac{\sin(\Delta - \phi_i) \sin \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} \right) \\ &= F_{AH} \left(1 + \frac{\tan \delta \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} - \frac{\tan \delta \sin \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} \right) \\ & - W_A \left(\frac{\tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} - \frac{\sin \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} \right) \\ & + U_A \left(\frac{\cos^2 \rho \tan \phi_f}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} - \frac{\cos \rho \sin \rho}{\tan \phi_f \sin \rho + \cos \rho} + \sin \rho \right) \end{aligned}$$

Cuña Pasiva



$$f = \frac{H}{\cos \Delta}$$

$$g = \frac{H}{\cos \Delta} \cos(\alpha + \Delta)$$

$$i = \frac{H}{\cos \Delta} \frac{\cos(\theta + \Delta)}{\sin(\alpha - \theta)}$$

$$L = \frac{H}{\cos \Delta} \frac{\cos(\alpha + \Delta)}{\sin(\alpha - \theta)}$$

Área de la cuña pasiva

$$A = \frac{1}{2} H^2 \frac{\cos(\theta + \Delta) \cos(\alpha + \Delta)}{\cos^2 \Delta \sin(\alpha - \theta)}$$

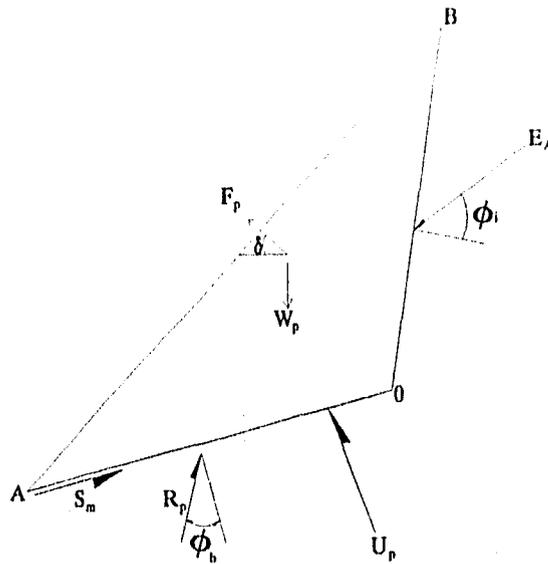
Peso de la cuña pasiva

$$W_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma_p \frac{\cos(\theta + \Delta) \cos(\alpha + \Delta)}{\cos^2 \Delta \sin(\alpha - \theta)}$$

donde

γ_p : peso específico del material de la cuña pasiva

Fuerzas consideradas en la cuña pasiva



Proyección de las fuerzas en los ejes x-x y y-y

Para la fuerza E_A (Empuje activo)

Componente tangencial	$E_A \text{ sen } \phi_i \text{ cos } \Delta$
	$E_A \text{ sen } \phi_i \text{ sen } \Delta$
Componente normal	$E_A \text{ cos } \phi_i \text{ cos } \Delta$
	$E_A \text{ cos } \phi_i \text{ sen } \Delta$

Para la fuerza R_p (Componente friccionante de la fuerza resistente en el plano de falla)

Componente tangencial	$N \text{ tan } \phi_b \text{ sen } \theta$
	$N \text{ tan } \phi_b \text{ cos } \theta$
Componente normal	$N \text{ sen } \theta$
	$N \text{ cos } \theta$

Para la fuerza U_p (Empuje hidrostático)

Componente tangencial	$\frac{1}{2} L h \gamma_w \text{ sen } \theta = U_p \text{ sen } \theta$
Componente normal	$\frac{1}{2} L h \gamma_w \text{ cos } \theta = U_p \text{ cos } \theta$

Para la fuerza S_m (componente cohesiva de la fuerza resistente)

Componente tangencial $cL \cos \theta$

Componente normal $cL \sin \theta$

donde

c: cohesión

Para la fuerza F_p (fuerza de inercia en la cuña pasiva)

Componente horizontal $\frac{a_y}{g} W_p = F_{pH}$

Componente vertical $\frac{a_y}{g} W_p \tan \delta = F_{pV}$

Sumatoria de las fuerzas en x-x

$$\Sigma X = 0$$

$$- F_{pH} - E_A \sin \phi_i \sin \Delta - E_A \cos \phi_i \cos \Delta + N \tan \phi_b \cos \theta - N \sin \theta + S_m \cos \theta - U_p \sin \theta = 0$$

Sumatoria de las fuerzas en y-y

$$\Sigma Y = 0$$

$$- W_p - E_A \sin \phi_i \cos \Delta + E_A \cos \phi_i \sin \Delta + N \tan \phi_b \sin \theta + N \cos \theta + S_m \sin \theta + F_{pH} \tan \delta + U_p \cos \theta = 0$$

De la $\Sigma Y = 0$ se despeja

$$N = \frac{W_p + E_A \sin(\phi_i - \Delta) - S_m \sin \theta - F_{pH} \tan \delta - U_p \cos \theta}{\tan \phi_b \sin \theta + \cos \theta}$$

En $\Sigma_X = 0$, se sustituye N y E_A , se agrupan los términos semejantes y se despeja la aceleración de fluencia, a_y

$$a_y = \left[\begin{aligned} & W_A Y \left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) + W_P \left(\frac{\tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) \\ & + S_m \left(\cos \theta - \frac{\text{sen } \theta \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} + \frac{\text{sen}^2 \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) \\ & - U_A Z \left(\cos(\phi_i - \Delta) - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) - U_P \left(\text{sen } \theta + \frac{\cos^2 \theta \tan \phi_b}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\cos \theta \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) \\ & W_A X \left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta)\tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) + W_P \left(1 + \frac{\tan \delta \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\tan \delta \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) \end{aligned} \right] g$$

0

$$a_y = \left[\frac{W_A \frac{Y}{V} M + W_P Q + S_m R - U_A \frac{Z}{V} M - U_P S}{W_A \frac{X}{V} M + W_P N} \right] g \quad (4.1)$$

donde,

$$Y = \frac{\left(\frac{\tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}{\left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}$$

$$Z = \frac{\left(\operatorname{sen} \rho + \frac{\cos^2 \rho \tan \phi_f}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\cos \rho \operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}{\left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}$$

$$X = \frac{\left(1 + \frac{\tan \delta \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\tan \delta \operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}{\left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \tan \phi_f \cos \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} - \frac{\operatorname{sen}(\Delta - \phi_i) \operatorname{sen} \rho}{\tan \phi_f \operatorname{sen} \rho + \cos \rho} \right)}$$

$$U_A = \frac{\gamma_w h^2}{2 \operatorname{sen} \rho}$$

$$U_p = \frac{\gamma_w hL}{2}$$

$$S_m = \text{cohesión} \times L$$

La expresión para el factor de seguridad, F_s , es:

$$F_s = \frac{W_A Y \left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) + W_P \left(\frac{\tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) + S_m \left(\cos \theta - \frac{\text{sen } \theta \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} + \frac{\text{sen}^2 \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) - U_A Z \left(\cos(\phi_i - \Delta) - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) - U_P \left(\text{sen } \theta + \frac{\cos^2 \theta \tan \phi_b}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\cos \theta \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right)}{\frac{a}{g} W_A X \left(\cos(\phi_i - \Delta) + \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\text{sen}(\phi_i - \Delta) \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right) + \frac{a}{g} W_P \left(1 + \frac{\tan \delta \tan \phi_b \cos \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} - \frac{\tan \delta \text{sen } \theta}{\tan \phi_b \text{sen } \theta + \cos \theta} \right)}$$

o

$$F_s = \frac{W_A \frac{Y}{V} M + W_P Q + S_m R - U_A \frac{Z}{V} M - U_P S}{\frac{a}{g} (W_A \frac{X}{V} M + W_P N)} \quad (4.2)$$

donde

$\frac{a}{g}$: coeficiente sísmico