



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS RÍGIDAS DE CONTENCIÓN DE SUELOS

JUAN CARLOS TIZNADO AITKEN

Tesis para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
FERNANDO RODRÍGUEZ ROA

Santiago de Chile, (Abril, 2010)

© 2010, Juan Carlos Tiznado Aitken



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS RÍGIDAS DE CONTENCIÓN DE SUELOS

JUAN CARLOS TIZNADO AITKEN

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

FERNANDO RODRÍGUEZ ROA

MICHEL VAN SINT JAN FABRY

ANTONIO FERNÁNDEZ SAMANIEGO

MARIO DURÁN TORO

Para completar las exigencias del grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Abril, 2010)

A mi familia, a Cristina y a mis
amigos por su incondicional apoyo.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a mi familia, por el amor que me entregan cada día y por el esfuerzo y dedicación que han puesto en el desarrollo de mi proceso educativo.

Quiero agradecer también a mi profesor supervisor Fernando Rodríguez. En primer lugar, por los años en que tuve la oportunidad de trabajar con él y aprender siendo su ayudante. En segundo lugar, por el apoyo académico y humano brindado cada vez que lo necesité. Finalmente, por su dedicación y compromiso con la investigación realizada, lo cual permitió sortear las dificultades presentadas y alcanzar los objetivos deseados.

Por último, agradezco a los profesores Antonio Fernández y Michel Van Sint Jan por sus valiosas observaciones durante el desarrollo de este trabajo.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE DE TABLAS	ix
INDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes generales	1
1.2 Definición del problema.....	1
1.3 Objetivos	2
1.4 Hipótesis de trabajo.....	3
1.5 Limitaciones y alcances de la investigación	3
2 MARCO TEORICO	4
2.1 Tipos de estructuras de contención	4
2.2 Modos de falla en estructuras de contención	5
2.3 Empujes estáticos sobre estructuras de contención.....	7
2.3.1 Método de Rankine.....	7
2.3.2 Método de Coulomb	10
2.3.3 Método de la espiral logarítmica	13
2.3.4 Formulaciones basadas en el efecto arco.....	15
2.4 Empujes sísmicos sobre estructuras de contención.....	19
2.4.1 Método de Mononobe-Okabe	19
2.4.2 Método de Steedman-Zeng.....	23
2.5 Desplazamientos sísmicos en estructuras de contención	26

2.5.1	Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos severos	26
2.5.2	Método del bloque deslizante de Newmark.....	28
2.5.3	Método de Richards y Elms.....	31
2.5.4	Método de Whitman y Liao	32
2.5.5	Análisis por elementos finitos	34
2.6	Diseño sísmico de muros de contención	34
2.6.1	Diseño basado en fuerzas.....	34
2.6.2	Diseño basado en corrimientos admisibles.....	35
3	APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL BLOQUE DESLIZANTE DE NEWMARK A ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN UTILIZANDO SISMOS CHILENOS	37
3.1	Limitaciones de los métodos tradicionales de diseño	37
3.2	Registros utilizados y clasificación geotécnica de los sitios de emplazamiento de las estaciones acelerográficas	38
3.3	Extensión del método de Newmark para el diseño de obras de contención en Chile.....	40
4	ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS RÍGIDAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.....	42
4.1	Introducción	42
4.2	Descripción del software PLAXIS 2D V9.02.....	43
4.3	Elementos finitos utilizados	44
4.4	Modelos constitutivos	46
4.4.1	Modelo elástico lineal.....	46
4.4.2	Hardening soil model (HS model).....	46
4.4.3	Hardening soil model with small-strain stiffness (HSsmall model).....	48
4.5	Características y parámetros geotécnicos de los suelos considerados	52
4.5.1	Roca	52
4.5.2	Arenas	52
4.6	Propiedades de las interfaces suelo-estructura.....	53
4.6.1	Interfaz muro-suelo de fundación.....	54

4.6.2	Interfaz muro-relleno de trasdós	54
4.7	Estado tensional inicial	54
4.7.1	Generación de tensiones geoestáticas	55
4.7.2	Construcción del muro de contención	55
4.7.3	Colocación del relleno de trasdós	56
4.8	Análisis dinámico.....	56
4.8.1	Esquema numérico.....	56
4.8.2	Amortiguamiento de los materiales	57
4.8.3	Modos de vibración	60
4.9	Condiciones de borde de los modelos desarrollados.....	60
4.9.1	Caso estático	60
4.9.2	Caso dinámico	61
4.10	Extensión de malla y tamaño máximo de los elementos finitos	63
4.11	Registros sísmicos utilizados	65
4.12	Prepulso de aceleración.....	65
5	CALIBRACION DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.....	68
5.1	Bloque deslizando para la verificación estática de los elementos interfaz.....	68
5.2	Bloque deslizando para la verificación dinámica de los elementos interfaz.....	70
5.3	Determinación de la velocidad de propagación de ondas Rayleigh en un medio elástico homogéneo.....	72
5.4	Comentarios	74
6	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	75
6.1	Método del bloque deslizando de Newmark	75
6.1.1	Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo I, en función del coeficiente pseudoestático horizontal crítico k_y , y de la amplitud máxima A de la historia de aceleraciones considerada.....	75
6.1.2	Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo II, en función del coeficiente pseudoestático	

horizontal crítico k_y , y de la amplitud máxima A de la historia de aceleraciones considerada.....	77
6.1.3 Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo III, en función del coeficiente pseudoestático horizontal crítico k_y , y de la amplitud A de la historia de aceleraciones considerada.....	79
6.1.4 Resumen envolventes propuestas para diseño.....	81
6.1.5 Comentarios generales.....	82
6.2 Método de Elementos Finitos.....	83
6.2.1 Muro apoyado sobre roca	83
6.2.2 Muros apoyados sobre suelos granulares	91
7 CONCLUSIONES.....	100
BIBLIOGRAFIA	104

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1: Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos (Terzariol et al., 2004).....	26
Tabla 3.1: Registros sísmicos medidos en suelo tipo I (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993).....	38
Tabla 3.2: Registros sísmicos medidos en suelo tipo II. (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993).....	39
Tabla 3.3: Registros sísmicos medidos en suelo tipo III. (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993).....	39
Tabla 3.4: Descripción geotécnica de los sitios de estaciones acelerográficas. (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993).....	40
Tabla 4.1: Propiedades índice y parámetros del modelo HSsmall para las arenas consideradas	53
Tabla 4.2: Factores de influencia para prepulso de aceleración (Pecknold y Riddell, 1978).....	67
Tabla 6.1: Parámetros a utilizar para envolventes de diseño propuestas según tipo de suelo	82
Tabla 6.2: Desplazamientos relativos (cm). Método de Newmark versus Elementos finitos. Suelo tipo I. Modelo $H = 3\text{m}$	87
Tabla 6.3: Desplazamientos relativos (cm). Método de Newmark versus Elementos finitos. Suelo tipo I. Modelo $H = 5\text{m}$	88
Tabla 6.4: Factores de amplificación de A para el uso del método de Newmark (ec. 6.1) en muros sobre Suelo Tipo I.....	90
Tabla 6.5: Dimensiones de los muros sobre arenas analizados	91

Tabla 6.6: Tipos básicos de modelos. Muros apoyados sobre arenas 92

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1: Tipos de estructuras de contención. (Modificado de Kramer, 1996)	5
Figura 2.2: Modos de falla típicos de un muro gravitacional	5
Figura 2.3: Distribución de presiones, momentos flectores y mecanismo de falla en flexión de un muro cantilever.....	6
Figura 2.4: Modos de falla en muros apuntalados	7
Figura 2.5: Distribución de empuje activo de Rankine. (Modificado de NAVFAC, 1982).....	9
Figura 2.6: Distribución de empuje pasivo de Rankine. Diferentes configuraciones de cohesión y fricción. (Modificado de NAVFAC, 1982)	10
Figura 2.7: Empuje activo. Método de Coulomb.....	13
Figura 2.8: Empuje pasivo. Método de Coulomb	13
Figura 2.9: Empuje activo. Método de la espiral logarítmica.....	14
Figura 2.10: Empuje pasivo. Método de la espiral logarítmica	15
Figura 2.11: Redistribución de esfuerzos debido al efecto arco (Modificado de Paik y Salgado, 2003)	16
Figura 2.12: Tensiones sobre un elemento diferencial (Paik y Salgado, 2003).....	18
Figura 2.13: Empuje activo. Comparación entre valores teóricos y experimentales (Paik y Salgado, 2003).....	19
Figura 2.14: Empuje activo. Método de Mononobe-Okabe.....	21
Figura 2.15: Empuje pasivo. Método de Mononobe-Okabe.....	22

Figura 2.16: Método de Steedman-Zeng (1990).....	25
Figura 2.17: Comparación métodos de Mononobe-Okabe y Steedman-Zeng, para $k_h = 0.2$ y $H/\lambda = 0.3$. (Modificado de Steedman y Zeng, 1990).....	25
Figura 2.18: Analogía de Newmark. Método del bloque deslizante.....	29
Figura 2.19: Bloque deslizante bajo condiciones dinámicas	29
Figura 2.20: Método del bloque deslizante de Newmark para el caso de un registro sísmico (Modificado de Wilson y Keefer, 1985).....	30
Figura 2.21: Envolvente de desplazamientos sísmicos normalizados (Newmark,1965)	31
Figura 4.1: Nodos y puntos de tensión. Elemento triangular de 6 nodos.....	45
Figura 4.2: Elemento interfaz. Distribución de nodos, puntos de tensión y conectividad	45
Figura 4.3: Relación hiperbólica tensión-deformación. Modelo HS	48
Figura 4.4: Comparación entre la relación original de Hardin-Drnevich (1972) y Santos-Correia (2001) con resultados experimentales (Benz, 2006).....	50
Figura 4.5: Curva virgen. Modelo hiperbólico	51
Figura 4.6: Loops de carga y descarga. Regla de Masing.....	51
Figura 4.7: Proceso constructivo típico de un muro gravitacional de contención. (Modificado de Lambe et al., 1969).....	55
Figura 4.8: Secuencia constructiva modelada.....	56
Figura 4.9: Razón de amortiguamiento histerético. Regla de Masing versus resultados experimentales. Ishihara (1982).....	59

Figura 4.10: Condiciones de borde caso estático. Modelo de muro apoyado sobre roca	61
Figura 4.12: Extensión de la malla de elementos finitos. Modelo de muro apoyado sobre roca.....	64
Figura 4.13: Extensión de la malla de elementos finitos. Modelo de muro apoyado sobre arena.....	64
Figura 4.14: Vibrador de un grado de libertad.....	66
Figura 5.1: Bloque deslizante considerado	68
Figura 5.2: Bloque deslizante. Malla de elementos finitos	69
Figura 5.3: Bloque deslizante. Evolución de la fuerza incremental aplicada según PLAXIS.	70
Figura 5.4: Bloque deslizante. Pulso de aceleración.....	71
Figura 5.5: Comparación desplazamientos. Método de Newmark versus PLAXIS	71
Figura 5.6: Propagación de ondas Rayleigh. Geometría y malla usada para el modelo	72
Figura 5.7: Cálculo de V_R en un medio elástico utilizando PLAXIS.....	73
Figura 6.1: Envolvente propuesta. Suelo Tipo I	76
Figura 6.2: Comparación entre envolvente propuesta y curva MOP. Suelo Tipo I	76
Figura 6.3: Promedio de registros considerados y curva MOP. Suelo Tipo I.....	77
Figura 6.4: Envolvente propuesta. Suelo Tipo II	78

Figura 6.5: Comparación entre envolvente propuesta y curvas MOP. Suelo Tipo II	79
Figura 6.6: Envolvente propuesta. Suelo Tipo III.....	80
Figura 6.7: Comparación entre envolvente propuesta y curva MOP. Suelo Tipo III	80
Figura 6.8: Envolventes de diseño propuestas según tipo de suelo	81
Figura 6.9: Geometría de muros gravitacionales apoyados sobre roca.....	83
Figura 6.10: Malla de elementos finitos. Muro sobre suelo tipo I. Muro $H=3m$	84
Figura 6.11: Malla de elementos finitos. Muro sobre suelo tipo I. Muro $H=5m$	84
Figura 6.12: Resultados Quintay NS. Muro $H = 3m$ sobre roca, $k_y = 0.257$	85
Figura 6.13: Resultados UTFSM N70E. Muro $H = 3m$ sobre roca, $k_y = 0.257$	85
Figura 6.14: Resultados Quintay NS. Muro $H = 5m$ sobre roca, $k_y = 0.257$	86
Figura 6.15: Resultados UTFSM N70E. Muro $H = 5m$ sobre roca, $k_y = 0.257$	86
Figura 6.16: Aceleraciones horizontales en la base del muro. Registro UTFSM N70E. Muro $H = 5m$. $A_{máx} = 0.4g$	89
Figura 6.17: Aceleraciones horizontales en el relleno a $0.7H$. Registro UTFSM N70E. Muro $H = 5m$. $A_{máx} = 0.4g$	89
Figura 6.18: Geometría de muros apoyados sobre arenas.....	91
Figura 6.19: Malla de elementos finitos. Modelo muro sobre arena. $H = 5m$	92
Figura 6.20: Detalle malla de elementos finitos. Modelo muro sobre arena. $H = 5m$	93
Figura 6.21: Deformada típica de muro apoyado sobre arena	94

Figura 6.22: Aceleraciones horizontales a_H en la base del muro y en el relleno a $0.7H$. Modelos tipo 2 (b-d) y tipo 4 (c-e). Registro UTFSM N70E escalado a $0.3g$ (a)	95
Figura 6.23: Ábaco de diseño. Desplazamientos en la base del muro	99
Figura 6.24: Ábaco de diseño. Desplazamientos en el coronamiento del muro	99

RESUMEN

En la actualidad, los métodos basados en desplazamientos admisibles son ampliamente utilizados en el diseño sísmico de estructuras de contención. Aquellos usados con mayor frecuencia en la práctica ingenieril son los propuestos por Richards y Elms (1979) y Whitman y Liao (1985), los cuales están basados en el método del bloque deslizante desarrollado por Newmark (1965). Sin embargo, estos métodos fueron desarrollados utilizando registros sísmicos que difieren sustancialmente de los observados en la zona de subducción Chilena. Además, ignoran tanto la deformabilidad del suelo como la amplificación sísmica en el relleno de trasdós. Por lo tanto, en general, no permiten predecir el mecanismo de falla por rotación ni los desplazamientos laterales sísmicos inducidos con un grado suficiente de precisión.

En esta investigación, en primer lugar, se aplicó el método del bloque deslizante a estructuras de contención utilizando registros sísmicos Chilenos. También se realizó una comparación entre los resultados obtenidos y las disposiciones de diseño vigentes en Chile en esta materia. Posteriormente, se realizaron una serie de análisis bidimensionales usando el método de elementos finitos a fin de estudiar el comportamiento sísmico de muros gravitacionales de contención apoyados tanto en roca como en arenas. Para representar el comportamiento tanto del relleno de trasdós como del suelo de fundación, se usó un modelo no lineal avanzado, mientras que para modelar la interacción suelo-estructura se utilizaron elementos interfaz.

A partir de los resultados numéricos obtenidos, se generaron ábacos de diseño para predecir los movimientos horizontales en la base y en el coronamiento del muro, con lo cual el giro de la estructura puede ser también estimado. Los ábacos desarrollados consideran las dimensiones del muro, las propiedades del suelo, la profundidad del depósito de fundación y las características del sismo considerado para el análisis.

Palabras Clave: Muros de contención, método del bloque deslizante, método de elementos finitos, desplazamientos sísmicos, interacción suelo-estructura.

ABSTRACT

At present, methods based on allowable displacements are frequently used in the seismic design of earth retaining structures. The most common used in engineering practice are those proposed by Richards and Elms (1979) and Whitman and Liao (1985), which are based on the sliding-block model proposed by Newmark (1965). However, these procedures were developed using seismic records that differ substantially from those observed in the Chilean subduction zone. Moreover, ignore both soil deformability and the seismic amplification of the backfill. Thus, are not able to predict neither a rotational failure mechanism, nor seismic induced lateral displacements with acceptable degree of accuracy for the most general case.

In this research, firstly, the sliding-block method was applied to retaining structures using Chilean seismic records. A comparison between these results and current design provisions in Chile was also made. Then, a series of 2D finite-element analyses were carried out to study the seismic behavior of gravity retaining walls on both rock and granular soils. An advanced nonlinear constitutive model was used to represent both the backfill and foundation soil behavior, whereas interface elements were used to model soil-structure interaction.

Routine-design charts were derived from the numerical analyses to predict the lateral movements at the base and top of gravity retaining walls. Thus, wall seismic rotation can also be obtained. The developed charts consider wall dimensions, soil properties, bedrock depth, and seismic input motion characteristics.

Keywords: Retaining walls, sliding-block method, finite-element method, seismic displacements, soil-structure interaction.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes generales

Las estructuras de retención de suelos son frecuentemente utilizadas en obras de ingeniería. Tal es el caso de muros de contención, estribos de puentes, muros apuntalados, muros de subterráneo, entre otras. Un adecuado diseño de este tipo de estructuras, tanto ante solicitaciones estáticas como sísmicas, depende en gran medida de una correcta estimación de la forma y magnitud de los desplazamientos esperados. Esto determina la distribución de empujes laterales ejercidos por el suelo, lo cual a su vez guarda relación con una serie de factores, entre los que se cuentan principalmente las condiciones de drenaje y los parámetros de resistencia al corte.

El número considerable de daños parciales y totales sufridos por estribos de puentes y muros de contención durante terremotos severos pone de manifiesto la necesidad de diseñar estas obras aplicando procedimientos y criterios que permitan establecer un adecuado nivel de seguridad. Para reducir los costos puede ser conveniente diseñar aceptando niveles de desplazamiento controlados, sin que esto ponga en peligro la funcionalidad ni la estabilidad global de la estructura.

1.2 Definición del problema

En la actualidad, el diseño sísmico de estructuras rígidas de contención basado en desplazamientos admisibles, suele hacerse sobre la base de procedimientos sumamente simplificados que consideran el conjunto suelo-muro como un sistema rígido-plástico que falla por deslizamiento una vez que se supera un umbral crítico de aceleración horizontal. Esto lleva consigo la omisión de una serie de importantes factores, entre los cuales se cuentan la interacción suelo-estructura, el asentamiento del suelo de fundación, la amplificación sísmica, y el modo de falla por giro. Además, los procedimientos usados para la aplicación de dichos métodos simplificados fueron derivados a partir de

registros sísmicos de características muy diferentes a los observados en Chile (Richards y Elms, 1979; Whitman y Liao, 1985).

Por los motivos anteriormente señalados, se hace necesario estudiar de forma más fundamentada el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras en nuestro país, de modo tal de ayudar a una comprensión cabal del fenómeno y con ello perfeccionar los métodos de diseño actualmente disponibles.

1.3 Objetivos

El objetivo general de esta investigación es determinar la respuesta sísmica de estructuras rígidas de contención, utilizando tanto el método simplista del bloque deslizante (Newmark, 1965) como análisis dinámicos no-lineales más reales mediante el método de elementos finitos.

Dentro de los objetivos específicos se encuentran los siguientes:

- Revisar las disposiciones vigentes en Chile respecto del diseño por desplazamientos de estructuras de contención basadas en métodos simplificados.
- Comparar los resultados obtenidos mediante ambos tipos de análisis, con el objeto de evaluar la validez de los métodos existentes e incorporar nuevos elementos para una mejor comprensión del comportamiento de este tipo de estructuras.
- Utilizar la información obtenida para proponer un procedimiento de diseño basado en desplazamientos admisibles consecuente con la sismicidad propia de Chile.

1.4 Hipótesis de trabajo

La hipótesis básica de este trabajo es que la modelación de estructuras rígidas de contención mediante el método de elementos finitos, teniendo en cuenta el comportamiento no-lineal del suelo y de las interfaces suelo-muro, permite evaluar de forma más precisa los desplazamientos inducidos en este tipo de estructuras por efecto de solicitaciones sísmicas que los métodos tradicionales, y por lo tanto, puede ayudar a comprender mejor su comportamiento y formular métodos de diseño más confiables.

1.5 Limitaciones y alcances de la investigación

La presente investigación se ha limitado a los siguientes aspectos:

- Se consideran, exclusivamente, estructuras de contención rígidas.
- Se supone que los suelos de fundación están compuestos por suelos granulares, no cohesivos.
- Se supone que no existe napa freática, o que ésta se encuentra a gran profundidad.
- Se supone que el material de relleno de trasdós es también un suelo granular no cohesivo, y que los elementos de drenaje incorporados no permiten la acumulación de agua.
- Los modelos de elementos finitos desarrollados son bidimensionales de deformación plana.

Por lo tanto, las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo deben interpretarse dentro del contexto señalado con anterioridad.

2 MARCO TEORICO

2.1 Tipos de estructuras de contención

Las estructuras de contención se pueden clasificar de acuerdo a su masa, flexibilidad, y condiciones de anclaje. Los muros gravitacionales, dependen básicamente de su peso propio y se caracterizan por poseer una gran rigidez, lo cual hace que prácticamente no presenten flexión. Sus movimientos se producen esencialmente por traslación y/o rotación. Los muros cantilever o en voladizo, pueden tanto flectarse como trasladarse y rotar. Su capacidad de soportar los empujes laterales del suelo radica en la resistencia a la flexión que poseen. Los muros con desplazamiento restringido, tales como estribos de puentes o muros de subterráneo, ven impedidos ciertos tipos de movimiento debido a la presencia de estructuras con las cuales se conectan. Los muros de suelo reforzado, suelen tener flexiones muy bajas, por lo cual en muchos casos se diseñan como muros gravitacionales, para posteriormente hacer un chequeo de su estabilidad interna. Los muros atirantados y los tablestacados anclados están provistos de soportes laterales distribuidos en altura al interior del suelo que restringen el movimiento de la estructura y permiten mantener los momentos flectores relativamente bajos, lo cual posibilita el uso de secciones de menor tamaño. En la actualidad, debido al creciente desarrollo de nuevas tecnologías y materiales, se dispone de refuerzos metálicos, polímeros y geotextiles que permiten la construcción de sistemas mecánicamente estabilizados de contención de suelos. La Figura 2.1 muestra esquemáticamente las tipologías más comunes de estructuras de contención.

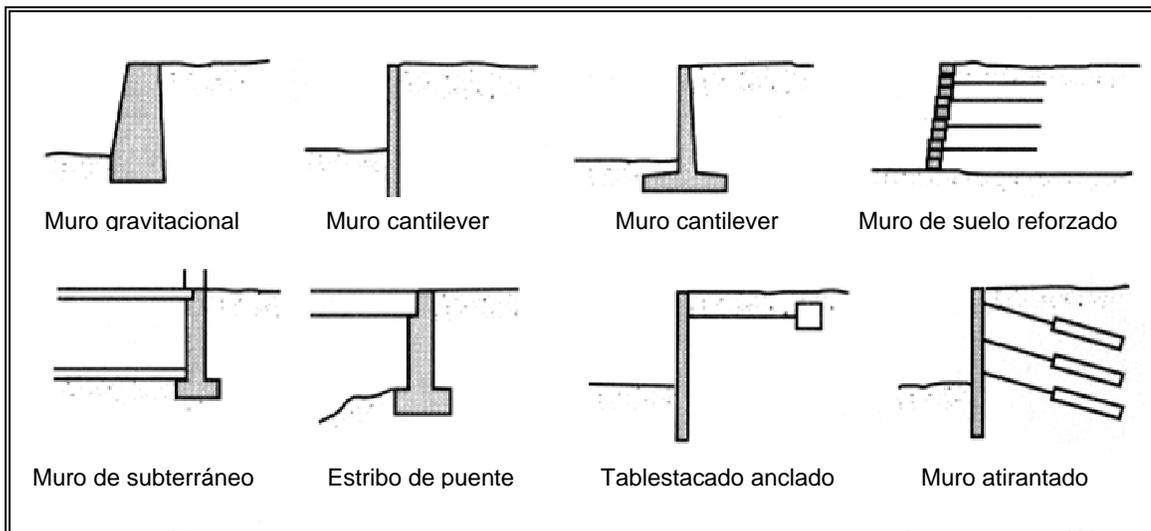


Figura 2.1: Tipos de estructuras de contención. (Modificado de Kramer, 1996)

2.2 Modos de falla en estructuras de contención

Un aspecto de vital importancia en el diseño de una estructura de contención, tiene que ver con el conocimiento de la forma en que ésta puede fallar. Los muros gravitacionales, generalmente fallan debido a movimientos de cuerpo rígido, es decir, por traslaciones y/o rotaciones. Sin embargo, también pueden presentar una falla global debido a insuficiencia en la capacidad de soporte del suelo (Figura 2.2).

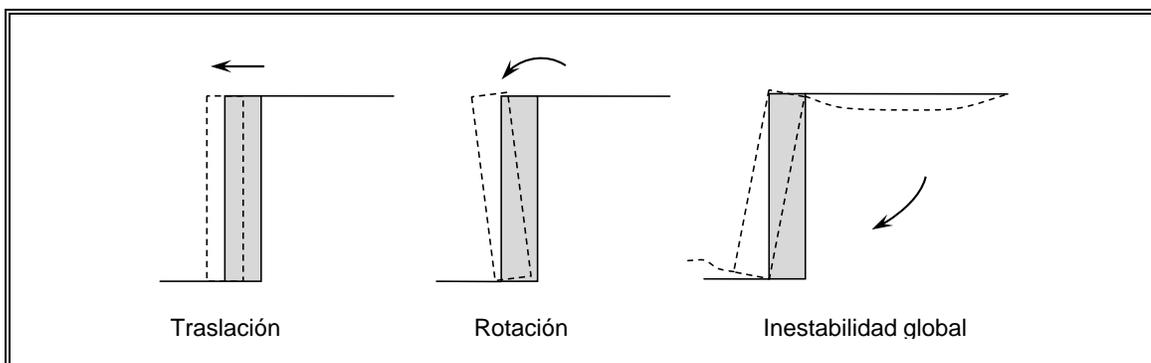


Figura 2.2: Modos de falla típicos de un muro gravitacional

Los muros cantilever o en voladizo, además de los mecanismos de traslación, rotación y falla global, pueden presentar modos de falla en flexión. Esto se produce cuando los momentos flectores inducidos por efecto de los empujes laterales del suelo exceden la resistencia a flexión del muro. La Figura 2.3 muestra de forma esquemática la distribución de presiones, momentos flectores y el mecanismo de falla flexural de un muro cantilever.

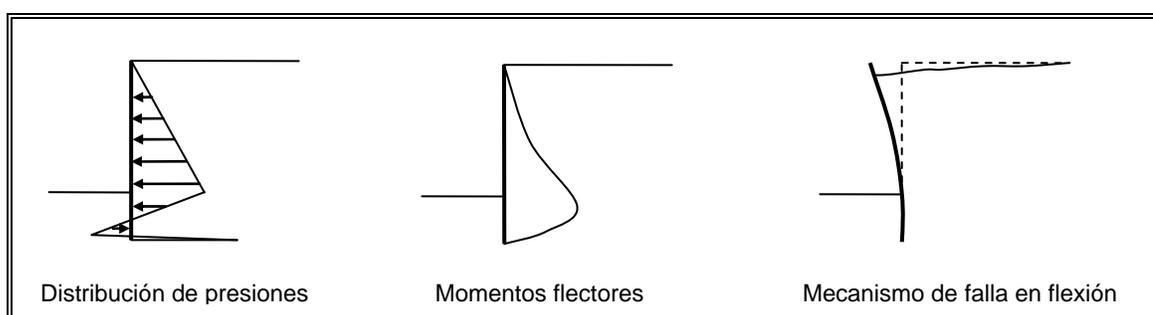


Figura 2.3: Distribución de presiones, momentos flectores y mecanismo de falla en flexión de un muro cantilever

En el caso de muros apuntalados, pueden presentarse otros modos de falla. Los estribos de puentes, generalmente fallan por giro en torno a su extremo superior. Por su parte, los tablestacados anclados y muros atirantados pueden fallar por insuficiencia en la resistencia pasiva del suelo en la zona de empotramiento o bien por falta de capacidad de los anclajes (Figura 2.4). Además de lo mencionado anteriormente, los asentamientos del relleno pueden generar importantes solicitaciones adicionales en los elementos de soporte.

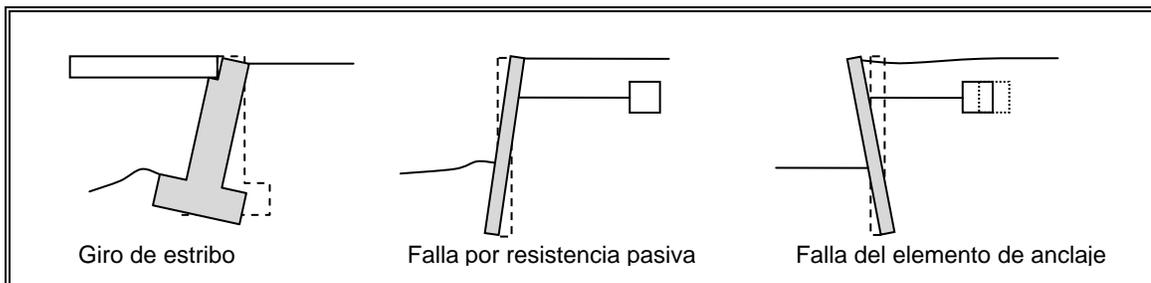


Figura 2.4: Modos de falla en muros apuntalados

2.3 Empujes estáticos sobre estructuras de contención

2.3.1 Método de Rankine

La teoría de Rankine (1857) constituye uno de los métodos más simples para calcular empujes sobre estructuras de contención y se basa en los siguientes supuestos:

- El suelo es una masa isótropa y homogénea
- No existe fricción entre el suelo y el muro
- El paramento del muro es vertical y la superficie del relleno de trasdós es horizontal

A partir de estas premisas, Rankine determinó que para la condición de empuje activo mínimo, la variación de la presión sobre el muro con la profundidad queda expresada como:

$$p_A = \sigma'_v K_A - 2c\sqrt{K_A} \quad (2.1)$$

En la ecuación (2.1), K_A corresponde al coeficiente de empuje activo, σ'_v es la presión vertical efectiva a una determinada profundidad z medida desde la superficie del terreno, y c la cohesión del suelo. Se puede demostrar que cuando las tensiones principales tienen orientaciones vertical y horizontal, tal como ocurre en el caso de un muro vertical

que contiene un relleno horizontal, el coeficiente K_A se puede calcular de acuerdo a la expresión:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$

Por otro lado, para el caso de un suelo sin cohesión, que conforma un relleno inclinado en un ángulo β respecto de la horizontal, pueden usarse soluciones de taludes infinitos (Terzaghi, 1943; Taylor, 1948) para obtener el valor de K_A como:

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.3)$$

Si se considera un suelo de trasdós seco, homogéneo y sin cohesión, la teoría de Rankine entrega una distribución de empuje activo triangular, paralela a la orientación de la superficie del relleno. La resultante por unidad de longitud, P_A , actúa a una altura $H/3$ medida desde la base del muro, y tiene por valor:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (2.4)$$

La Figura 2.5 ilustra la forma en que varía la distribución de empuje activo tras el muro de contención, dependiendo de los parámetros cohesivos y friccionales del suelo. Es importante notar que el hecho de que el relleno posea cohesión, de forma teórica, implicaría la existencia de una zona de tracciones; esfuerzos que no pueden ser tomados por el contacto suelo-muro.

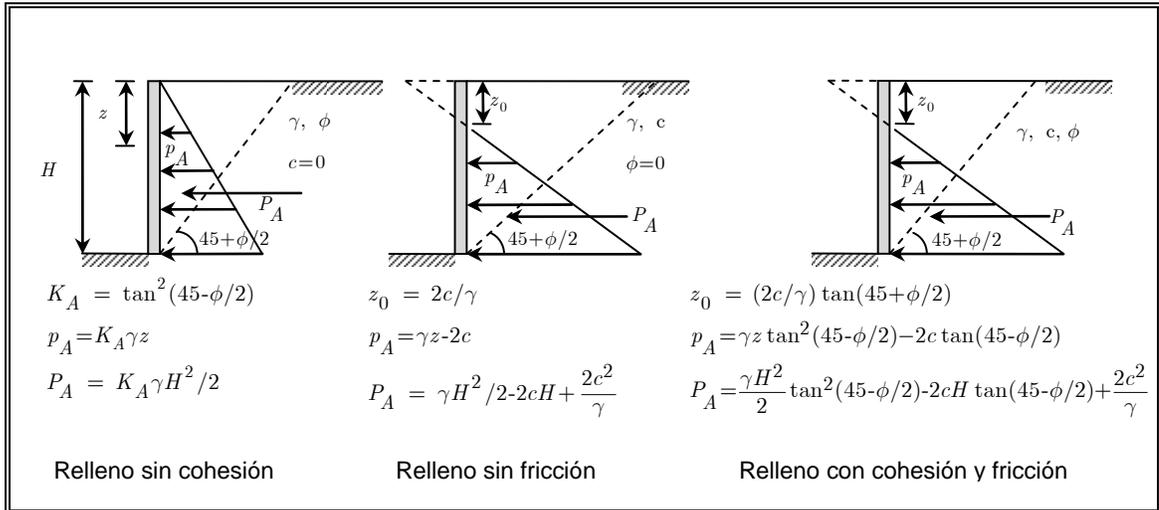


Figura 2.5: Distribución de empuje activo de Rankine. (Modificado de NAVFAC, 1982)

De forma análoga, para la condición de empuje pasivo máximo, la teoría de Rankine entrega una distribución de presiones en profundidad de acuerdo a la expresión:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.5)$$

En este caso, K_p corresponde al coeficiente de empuje pasivo. Para el caso de un muro vertical que contiene un relleno horizontal, este coeficiente se calcula según la ecuación (2.6):

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Por otro lado, para el caso de un suelo sin cohesión, que conforma un relleno inclinado en un ángulo β respecto de la horizontal, pueden usarse soluciones de taludes infinitos (Terzaghi, 1943; Taylor, 1948) para obtener el valor de K_p como:

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.7)$$

Para el caso de un relleno de trasdós seco, homogéneo y sin cohesión, la teoría de Rankine nuevamente entrega una distribución de empuje pasivo triangular, paralela a la orientación de la superficie del relleno. La resultante por unidad de longitud, P_P , actúa a una altura de $H/3$ medida desde la base del muro, y tiene por valor:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.8)$$

La Figura 2.6 ilustra la forma en que varía la distribución de empuje pasivo, dependiendo de los parámetros cohesivos y friccionales del suelo.

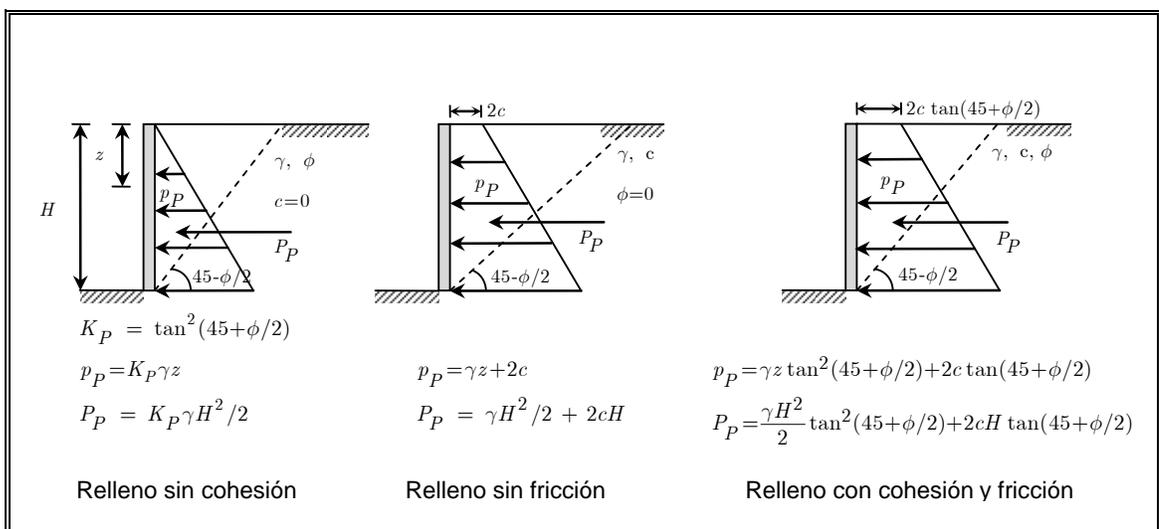


Figura 2.6: Distribución de empuje pasivo de Rankine. Diferentes configuraciones de cohesión y fricción. (Modificado de NAVFAC, 1982)

2.3.2 Método de Coulomb

Coulomb (1776) propuso una metodología para calcular el empuje lateral sobre una estructura de contención, teniendo en consideración la fricción entre suelo y muro. En ella, se supone que el suelo falla a través de una superficie plana. De este modo,

utilizando equilibrio (Figuras 2.7 y 2.8), se determina la fuerza por unidad de longitud que actúa sobre el muro. De este mismo modo, el método permite incorporar cargas concentradas y rellenos de superficie irregular.

Como la superficie de falla real no se conoce a priori, se deben probar distintas cuñas potenciales para así determinar la superficie crítica que produce, en el caso del empuje activo, el mínimo empuje; y en el caso del empuje pasivo, el máximo empuje sobre el muro.

Para la superficie crítica de falla, en el caso de un relleno sin cohesión, el empuje activo sobre el muro se obtiene a partir de la ecuación (2.9):

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (2.9)$$

donde:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos^2(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\delta + \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

En la ecuación (2.10), δ corresponde al ángulo de fricción de la interface suelo-muro. Los parámetros β y θ , se aprecian en las Figuras 2.7 y 2.8.

Coulomb demostró además, que la superficie plana crítica tiene una inclinación respecto de la horizontal dada por la ecuación (2.11):

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.11)$$

donde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)][1 + \tan(\delta + \theta)\cot(\phi - \theta)]}$$

$$C_2 = 1 + \tan(\delta + \theta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)]$$

Del mismo modo, en la situación pasiva, para la superficie crítica de falla, en el caso de un relleno sin cohesión, el empuje sobre el muro se obtiene a conforme a la ecuación (2.12):

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P \quad (2.12)$$

donde:

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos^2(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\delta + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.13)$$

Asimismo, para el caso pasivo, la superficie plana crítica tiene una inclinación respecto de la horizontal dada por la ecuación 2.14:

$$\alpha_P = -\phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (2.14)$$

donde:

$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)][1 + \tan(\delta + \theta)\cot(\phi - \theta)]}$$

$$C_4 = 1 + \tan(\delta - \theta)[\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)]$$

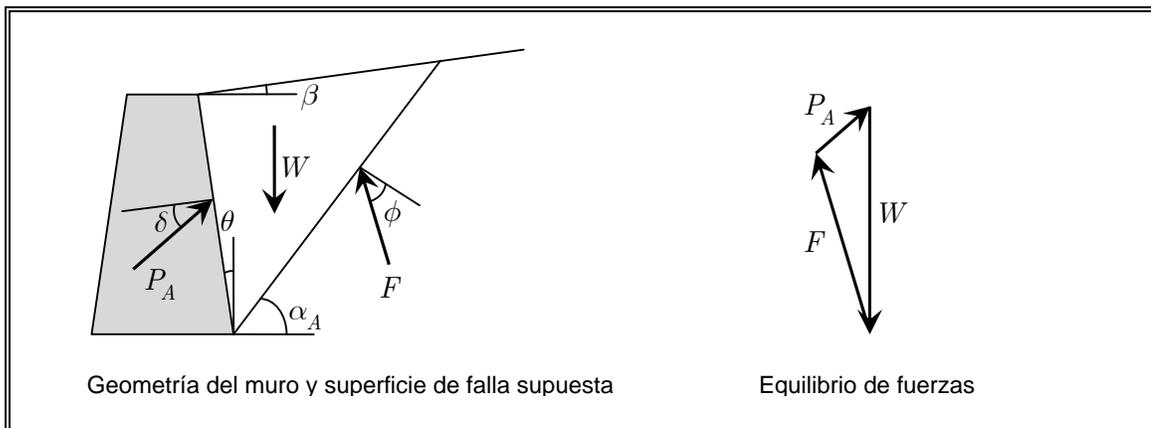


Figura 2.7: Empuje activo. Método de Coulomb

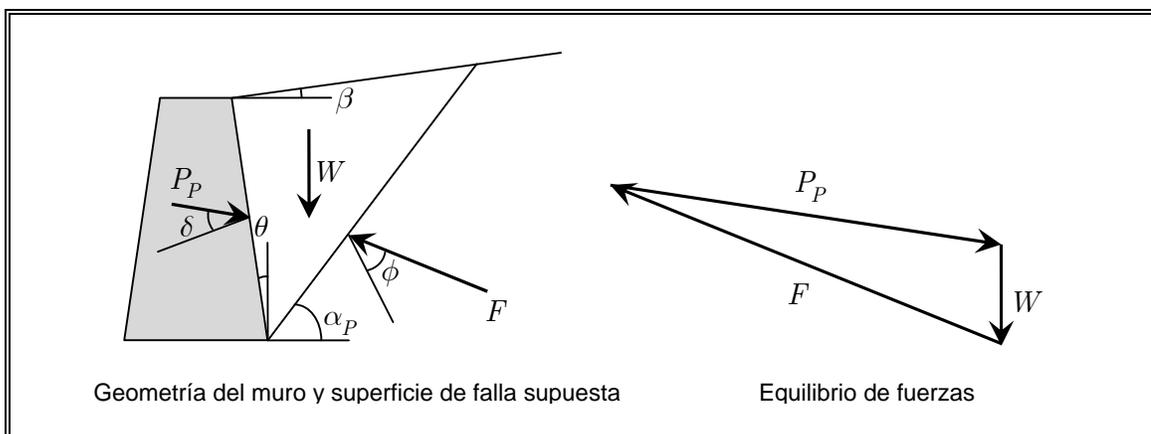


Figura 2.8: Empuje pasivo. Método de Coulomb

2.3.3 Método de la espiral logarítmica

Este método para el cálculo de empujes, propone una superficie de falla compuesta, reconociendo que los ejes principales de tensiones varían al interior del suelo de relleno tanto en la condición activa como pasiva.

Para el caso de empuje activo, la superficie de falla consiste en una porción curva cercana a la espalda del muro y otra porción lineal que llega hasta la superficie del

terreno (Figura 2.9). Para un relleno sin cohesión, la distribución de empujes es triangular y puede ser expresada de la misma forma que en la ecuación (2.4). Los valores de K_A para este método han sido calculados y se encuentran tabulados (Caquot y Kerisel, 1948). Sin embargo, aún cuando son más precisos que aquellos obtenidos por el método de Rankine o de Coulomb, la diferencia es muy pequeña y, por simplicidad, se suele utilizar la teoría de Coulomb.

Para el caso de empuje pasivo, la superficie de falla también consiste en una porción curva cercana a la espalda del muro y otra porción lineal que llega hasta la superficie del terreno. La diferencia radica en que la parte curva es mucho más pronunciada que en el caso activo (Figura 2.10). Para un relleno sin cohesión, la distribución de empujes es triangular y puede ser expresada de la misma forma que en la ecuación (2.9). Los valores de K_P para este método han sido calculados y se encuentran tabulados (Caquot y Kerisel, 1948). Éstos son apreciablemente más precisos que aquellos que se obtienen mediante los métodos de Rankine o Coulomb. Mientras que el primero subestima notablemente el empuje pasivo, el segundo sobreestima dicho empuje para valores de δ superiores a $\phi/2$, lo cual en dichos casos lo sitúa del lado contrario a la seguridad.

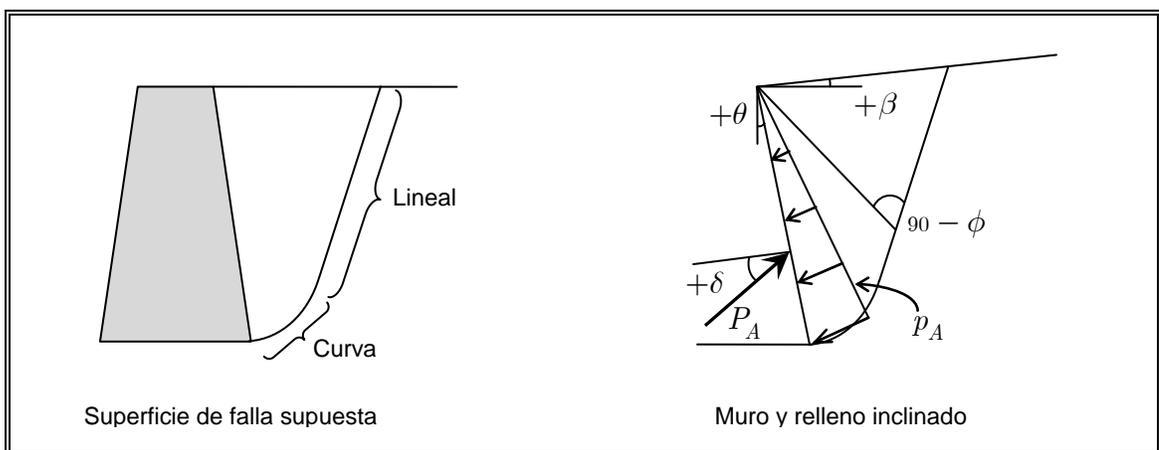


Figura 2.9: Empuje activo. Método de la espiral logarítmica

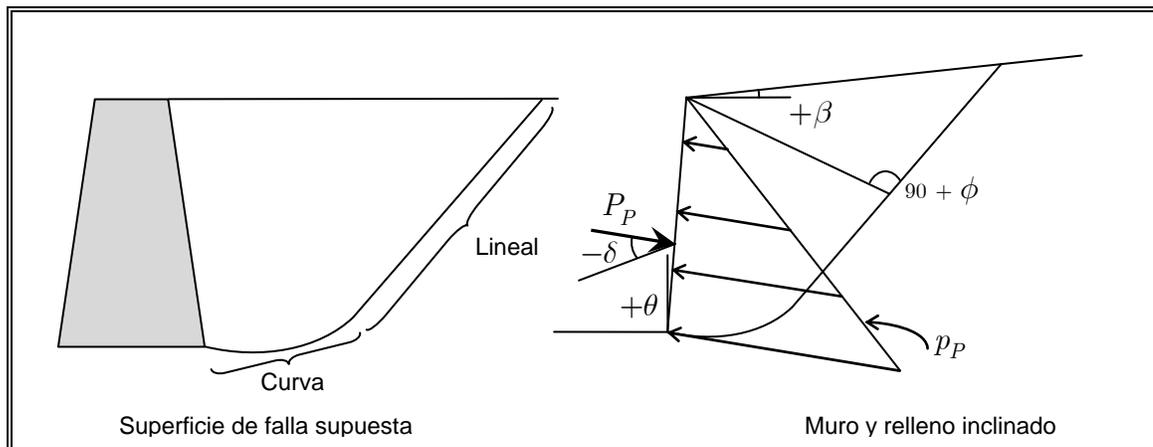


Figura 2.10: Empuje pasivo. Método de la espiral logarítmica

2.3.4 Formulaciones basadas en el efecto arco

A lo largo del tiempo, diversos investigadores se han propuesto caracterizar el fenómeno conocido como “efecto arco”. Éste se relaciona con una redistribución de tensiones al interior de una masa de suelo provocada por cambios respecto de su configuración inicial. Consiste en la transmisión de esfuerzos desde una zona de suelo que ha sido excavada o liberada de tensiones, hacia una zona que no presenta un movimiento considerable o que permanece estática (García, 2009).

Una forma simple de ilustrar este comportamiento observado en los suelos fue propuesta por Terzaghi (1943), a través del experimento de “Trapdoor” o base móvil (Figura 2.11). Una vez que la base móvil desciende, el suelo sobre ella también lo hace. Sobre las superficies de deslizamiento generadas, se desarrolla la resistencia al corte del suelo, lo cual ayuda a aliviar las tensiones sobre el trapdoor al mismo tiempo que produce un aumento de las tensiones en las proximidades de la base móvil. Este fenómeno también se manifiesta en estructuras de contención y tiene una implicancia directa en la distribución de empujes laterales ejercidos por el suelo.

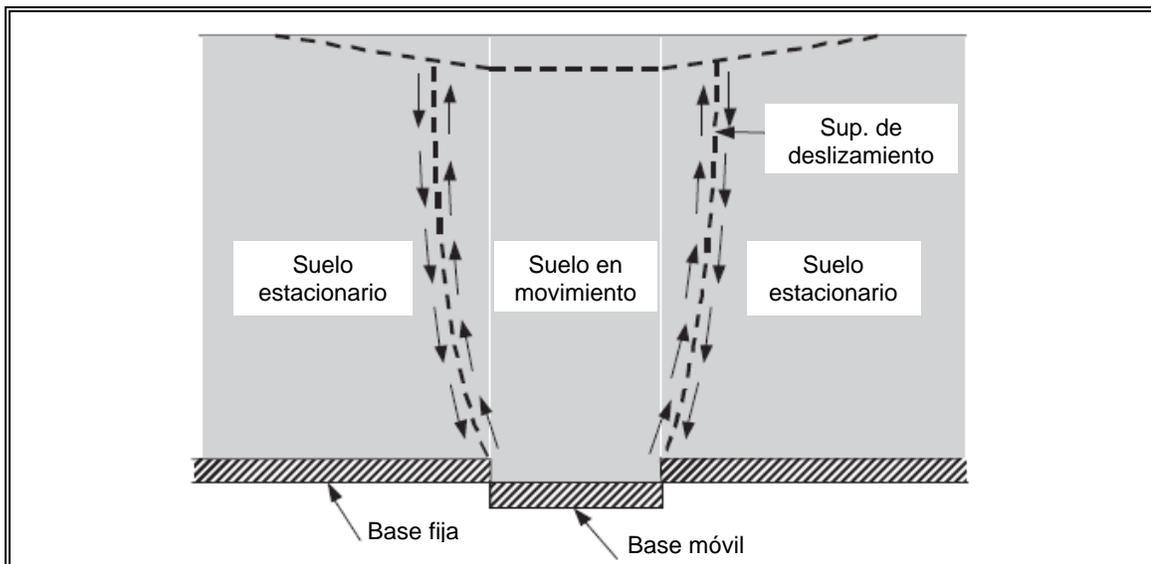


Figura 2.11: Redistribución de esfuerzos debido al efecto arco (Modificado de Paik y Salgado, 2003)

Los estudios efectuados por Janssen en silos (Janssen, 1895) sentaron las bases teóricas para entender el efecto arco en los suelos. A partir de ellos, Spangler y Handy (1984) y Wang (2000) han sugerido ecuaciones para estimar la distribución de empujes sobre un muro de contención. Sin embargo, estas formulaciones no consideran un coeficiente de empuje de tierras adecuado y no permiten estimar el punto de aplicación del empuje.

Otras formulaciones han sido desarrolladas por Handy (1985) y Harrop-Williams (1989), quienes además de entregar expresiones para obtener la distribución de empujes laterales, han propuesto coeficientes de empuje lateral de tierras.

Recientemente, Paik y Salgado (2003) desarrollaron un estudio analítico del efecto arco en estructuras de contención. Cotejaron además distintas teorías existentes para el cálculo de empujes con resultados experimentales.

Considerando el elemento diferencial de suelo mostrado en la Figura 2.12, proponen obtener el coeficiente de empuje de tierras como:

$$K_{awn} = \frac{3(N \cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{3N - (N - 1) \cos^2 \theta} \quad (2.15)$$

En la ecuación (2.15), los valores de N y θ vienen dados por:

$$N = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \alpha = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.16)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{(N - 1) \pm \sqrt{(N - 1)^2 - 4N \tan^2 \delta}}{2 \tan \delta} \right] \quad (2.17)$$

De este modo, la distribución de presiones horizontales en profundidad se calcula conforme a la ecuación (2.18):

$$\sigma_{ahw} = \frac{\gamma H K_{awn}}{1 - K_{awn} \tan \delta \tan \alpha} \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^{K_{awn} \tan \delta \tan \alpha} - \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] \quad (2.18)$$

Al integrar la expresión anterior a lo largo de la altura del muro, se tiene que la magnitud de la fuerza resultante horizontal está dada por:

$$P_{ah} = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{K_{awn}}{1 + K_{awn} \tan \delta \tan \alpha} \quad (2.19)$$

El punto de aplicación de esta resultante tiene por valor:

$$h = \frac{2(1 + K_{awn} \tan \delta \tan \alpha)}{3(2 + K_{awn} \tan \delta \tan \alpha)} H \quad (2.20)$$

Es importante notar que en esta formulación, los valores que se consiguen para $\delta = 0$ coinciden con aquellos entregados por la teoría de Rankine. Además se aprecia que la

fuerza resultante del empuje total es proporcional a H^2 , tal como lo sugieren las teorías clásicas.

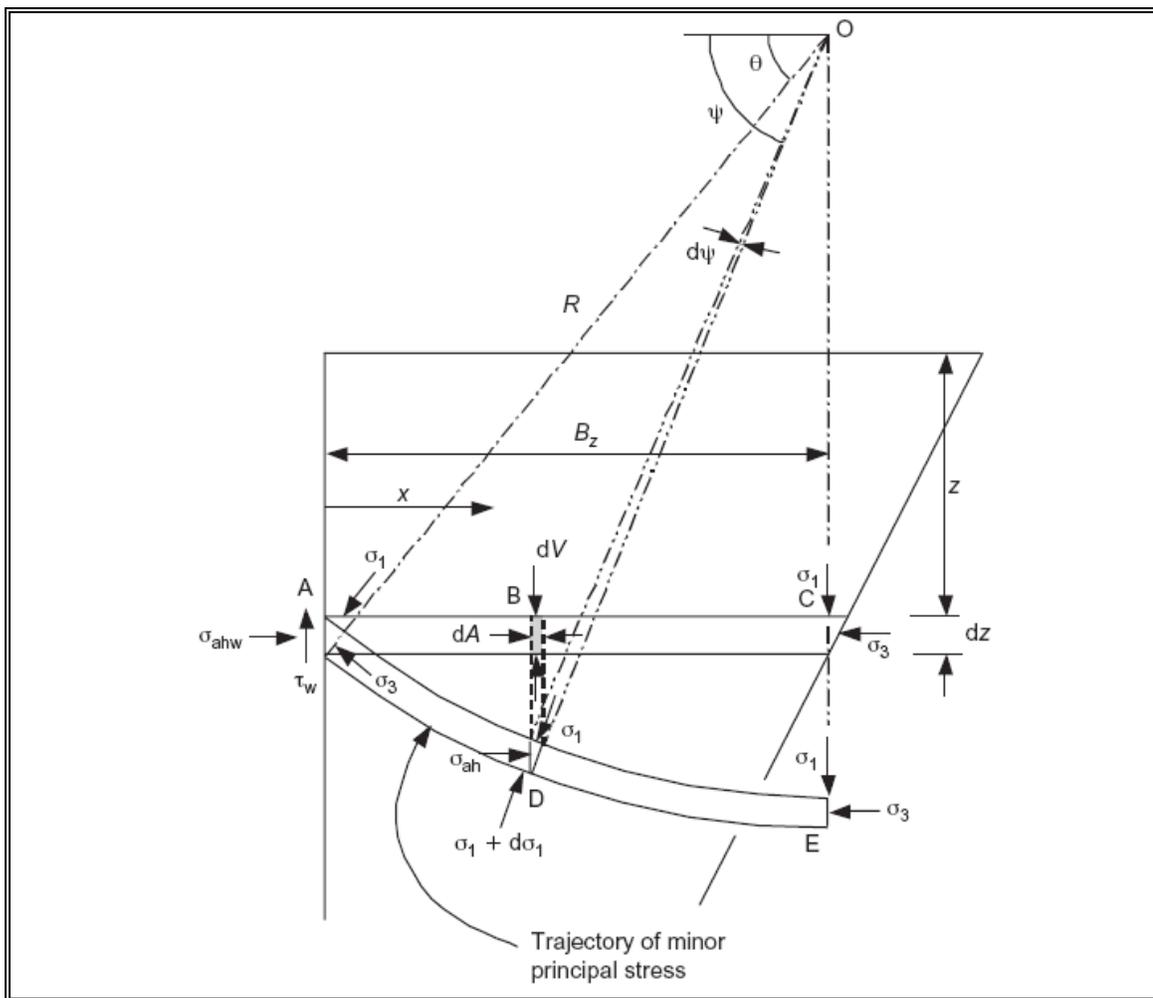


Figura 2.12: Tensiones sobre un elemento diferencial (Paik y Salgado, 2003)

Por otro lado, la Figura 2.13 muestra que la formulación de Paik y Salgado (2003) es la que mejor se ajusta a los valores medidos en terreno.

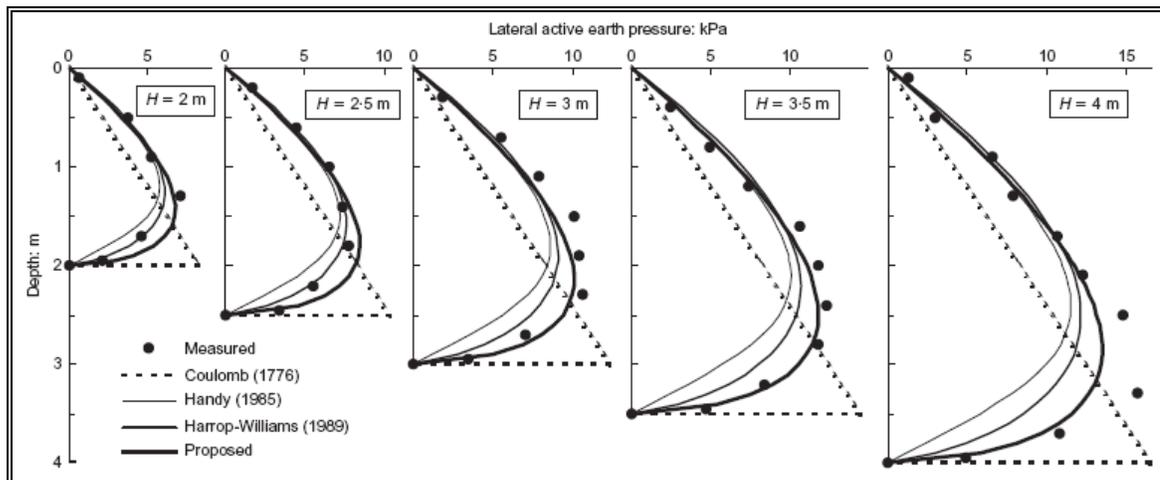


Figura 2.13: Empuje activo. Comparación entre valores teóricos y experimentales (Paik y Salgado, 2003)

El trabajo de Paik y Salgado (2003) muestra además que la distribución de empujes tras un muro de contención depende del modo de falla que se presente (rotación, traslación u otro). La forma no lineal de este patrón de presiones se debe fundamentalmente al desarrollo del efecto arco.

2.4 Empujes sísmicos sobre estructuras de contención

2.4.1 Método de Mononobe-Okabe

Este método, desarrollado por Okabe (1926) y Matsuo (1929), corresponde a una extensión de la teoría de Coulomb. En él, se incorporan de manera pseudoestática las aceleraciones que representan el movimiento sísmico que se quiere aplicar a la estructura. Posteriormente, por equilibrio de fuerzas se encuentra el empuje pseudoestático resultante.

En el caso activo, considerando un relleno granular sin cohesión, y que no existe napa freática, a las fuerzas existentes en condiciones estáticas, se agregan aceleraciones

pseudoestáticas horizontales y verticales $a_h = k_h g$ y $a_v = k_v g$ sobre la cuña de falla supuesta (Figura 2.14). Así, el empuje activo total está dado por la expresión:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \quad (2.21)$$

En la ecuación (2.21), K_{AE} corresponde al coeficiente de empuje activo total y se calcula como:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.22)$$

En la ecuación (2.22), se debe cumplir que $\phi - \beta \geq \psi$, donde $\psi = \tan^{-1}[k_h / (1 - k_v)]$. Por su parte, la superficie de falla crítica tiene una inclinación respecto de la horizontal (Zarrabi-Kashani, 1979), dada por:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (2.23)$$

donde, considerando $\alpha_1 = \phi - \psi - \beta$, $\alpha_2 = \phi - \psi - \theta$ y $\alpha_3 = \phi + \psi + \theta$, se tiene que:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \cot \alpha_2) (1 + \tan \alpha_3 \cot \alpha_2)}$$

$$C_{2E} = 1 + \tan \alpha_3 (\tan \alpha_1 + \cot \alpha_2)$$

El empuje activo total, contiene tanto la componente estática como la dinámica. Por lo tanto, puede ser expresado de la forma $P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$. El punto de aplicación de la componente estática, P_A , es a $H/3$ medido desde la base del muro. Por su parte, Seed y Whitman (1970) sugieren que la componente dinámica actúa a una altura aproximada de $0.6H$ medida desde la base del muro. Por consiguiente, el punto de aplicación del empuje activo total puede ser obtenido de la ecuación (2.24):

$$h = \frac{P_A H/3 + \Delta P_{AE} 0.6H}{P_{AE}} \quad (2.24)$$

Respecto del efecto de la componente vertical de aceleración, se ha observado que cuando k_v se toma en el rango de 0.5 a 0.67 veces k_h , afecta en menos de un 10% el valor de P_{AE} . Por este motivo, Seed y Whitman (1970) concluyen que para el diseño de muros tradicionales, la componente vertical puede ser ignorada en el cálculo del empuje activo total.

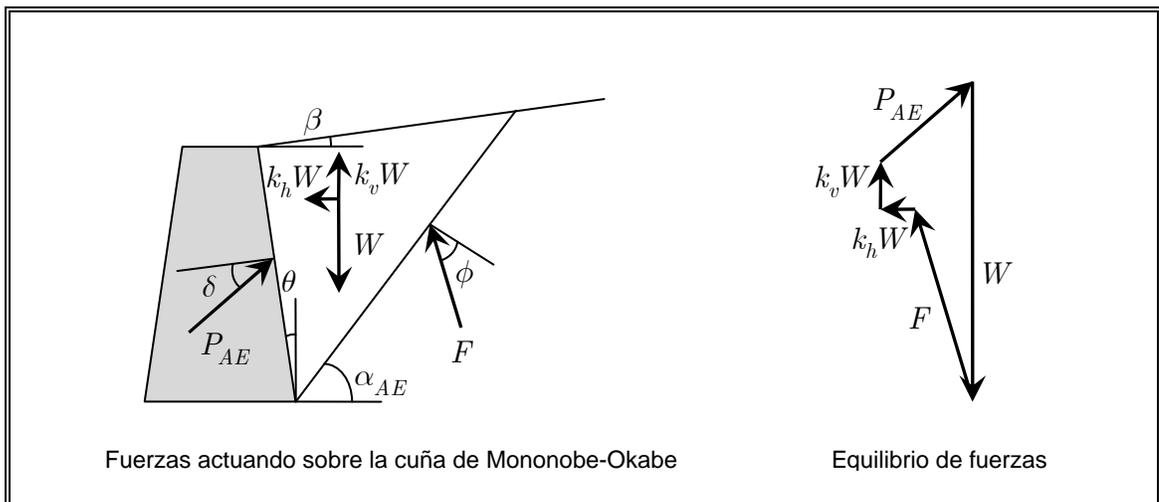


Figura 2.14: Empuje activo. Método de Mononobe-Okabe

Por su parte, el empuje pasivo total (Figura 2.15) está dado por la expresión:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PE} (1 - k_v) \quad (2.25)$$

En la ecuación (2.25), K_{PE} corresponde al coeficiente de empuje pasivo total y se calcula como:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.26)$$

La superficie de falla crítica tiene una inclinación respecto de la horizontal dada por:

$$\alpha_{PE} = \psi - \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \psi + \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (2.27)$$

donde, considerando $\alpha_1 = \phi - \psi + \beta$, $\alpha_2 = \phi + \psi - \theta$ y $\alpha_3 = \phi - \psi + \theta$, se tiene que:

$$C_{3E} = \sqrt{\tan \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \cot \alpha_3) (1 + \tan \alpha_2 \cot \alpha_3)}$$

$$C_{4E} = 1 + \tan \alpha_2 (\tan \alpha_1 + \cot \alpha_3)$$

Towhata e Islam (1987) señalan que el empuje pasivo total también puede ser dividido en una componente estática y una dinámica. Es decir, puede escribirse $P_{PE} = P_A + \Delta P_{PE}$, donde P_P y P_{PE} se obtienen de las ecuaciones (2.12) y (2.25), respectivamente.

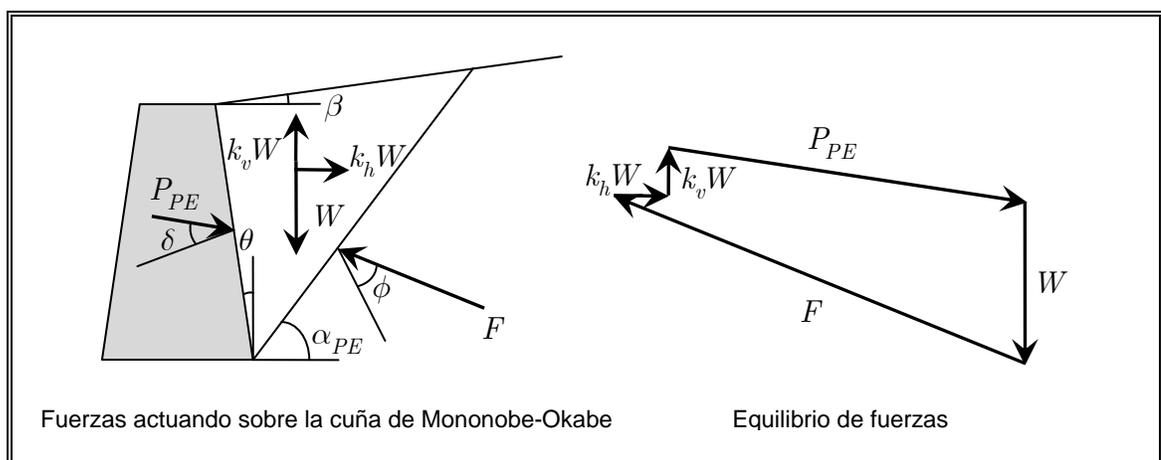


Figura 2.15: Empuje pasivo. Método de Mononobe-Okabe

Este método, al tratarse de una extensión de la teoría de Coulomb, presenta las mismas limitaciones que éste. Esto quiere decir que, para el caso pasivo, es no-conservador para valores de δ mayores a $\phi/2$.

2.4.2 Método de Steedman-Zeng

Steedman y Zeng (1990) propusieron un método pseudodinámico para el cálculo de empujes, que tiene como finalidad incorporar de manera simplificada los efectos de amplificación y desfase producidos en el relleno tras un muro de contención por efecto de cargas dinámicas.

Si el muro de la Figura 2.16 es sometido a una aceleración armónica de amplitud a_h , la aceleración a una profundidad z medida desde la superficie del terreno se expresa como:

$$a(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{v_s} \right) \right] \quad (2.28)$$

Aceptando que la resultante del empuje sísmico tiene una inclinación α respecto de la horizontal, la masa de un elemento diferencial de la cuña triangular de falla supuesta a esa profundidad está dada por:

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} \frac{H - z}{\tan \alpha} dz \quad (2.29)$$

Por lo tanto, la fuerza inercial que actúa sobre el muro se obtiene mediante:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a(z, t) dt = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (2.30)$$

En la ecuación (2.30), $\lambda = 2\pi v_s / \omega$ es la longitud de la onda de corte vertical y $\zeta = t - H/v_s$. Importante es notar que para el caso de una cuña de falla rígida, los métodos de Mononobe-Okabe y de Steedman-Zeng coinciden, ya que:

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (2.31)$$

El empuje total, $P_{AE}(t)$ se obtiene de la ecuación:

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \phi) + W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (2.32)$$

Por consiguiente, la distribución de empujes se consigue derivando la ecuación (2.32) respecto de z . Así, se tiene que:

$$p_{AE} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (2.33)$$

El primer término de la ecuación (2.33) corresponde al empuje estático que actúa sobre el muro, el cual varía linealmente con la profundidad y no depende del tiempo. La resultante de este empuje se ubica a una altura de $H/3$ medida desde la base del muro. Por su parte, el segundo término constituye el empuje dinámico, el cual varía de forma no-lineal con la profundidad, como función de la razón H/λ . Por este motivo, el punto de aplicación del empuje dinámico no es constante como sugieren los métodos tradicionales, y varía con el tiempo según la ecuación:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (2.34)$$

La Figura 2.17 muestra la comparación de los métodos de Monobe-Okabe y Steedman-Zeng para un coeficiente de aceleración horizontal de 0.2 y una razón $H/\lambda = 0.3$. Se puede apreciar que ambos entregan valores bastante similares, siendo la estimación de Monobe-Okabe un tanto más conservadora. Por este motivo y por su simpleza, suele preferirse en la práctica el uso de este último método.

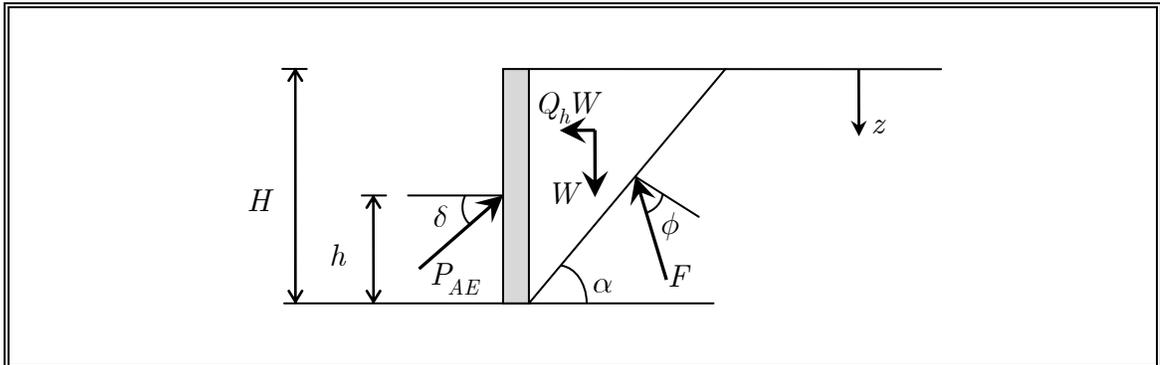


Figura 2.16: Método de Steedman-Zeng (1990)

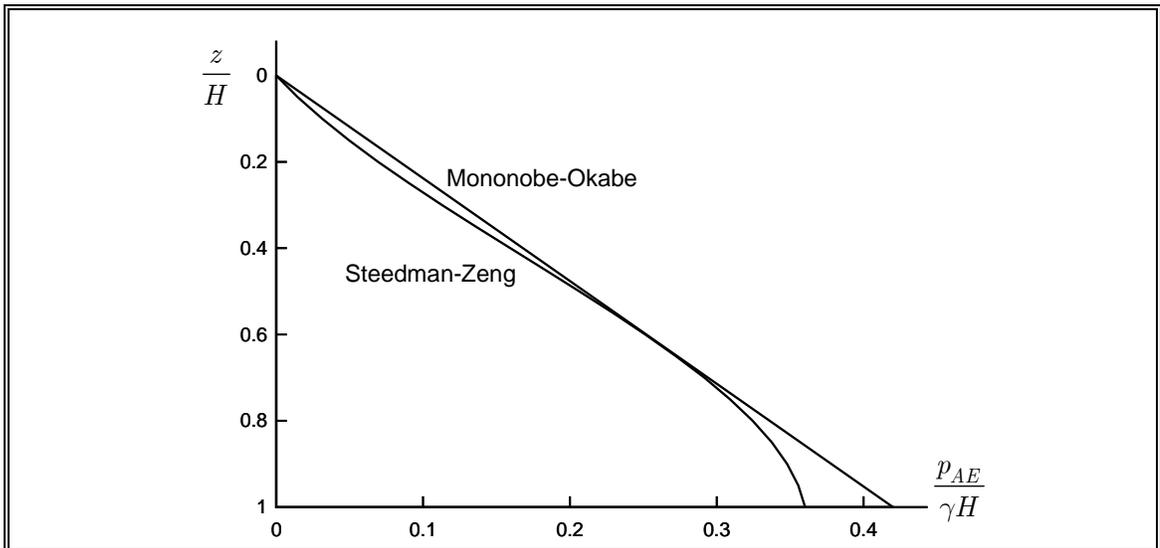


Figura 2.17: Comparación métodos de Mononobe-Okabe y Steedman-Zeng, para $k_h = 0.2$ y

$H/\lambda = 0.3$. (Modificado de Steedman y Zeng, 1990)

2.5 Desplazamientos sísmicos en estructuras de contención

2.5.1 Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos severos

Generalmente, las estructuras de contención se encuentran asociadas a obras principales de mayor envergadura. Por este motivo, cuando se producen colapsos en eventos sísmicos, llama la atención el fallo de la estructura principal, aún cuando los desplazamientos de las obras de contención puedan ser los causantes de los mayores daños. Sin embargo, esto no quiere decir que los fallos en estructuras de contención sean poco frecuentes. Existen en la literatura numerosos casos reportados de este tipo. La Tabla 2.1 muestra un listado de ellos.

Tabla 2.1: Daños observados en estructuras de contención sometidas a sismos

(Terzariol et al., 2004)

Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Kitaizu, Japón	1930	7.1	Falla localizada en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Shizuoka, Japón	1935	8.0	Colapso en muros de contención.	Amano et al. (1956)
Tonankai, Japón	1944	8.2	Desplazamientos en muros de contención.	Amano et al. (1956)
Nakai, Japón	1946	8.1	Falla en muros de contención, movimientos en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Tokachioki, Japón	1952	7.8	Movimientos en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Chile	1960	8.4	Volcamiento en muros de gravedad. Desplazamientos en muros de contención anclados.	Duke y Leeds (1963)
Niigata, Japón	1964	7.5	Desplazamiento en muros de contención anclados. Rotación en muros de gravedad.	Hayashi et al. (1966)

Inangahua. Nueva Zelandia	1968	7.1	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Asentamientos del 10% al 15% de la altura del estribo.	Nicol y Nathan (2001)
San Fernando. USA	1971	6.7	Desplazamientos transversales relativos entre el tablero y el estribo de ~30 cm. Asentamientos del relleno. Daños en fundaciones mediante pilotes. Roturas de pavimento asfáltico. Fisuras por flexión en estribos, por desplazamientos de tableros.	Fuis et al. (2003), Terzariol et al. (1987b)
Friuli. Italia	1976	6.4	Deformación del tablero. Giro de la superestructura apartando el tablero de los estribos. Daños en los muros de ala, falla del estribo. Asentamiento del relleno.	Pondrelli et al. (2001) Terzariol et al. (1987b)
Tangshan. China	1976	7.6	Vuelco por falla rotacional. Asentamientos de terraplenes. Colapso de tramos de tableros por inclinación de pilas debido a deslizamiento de estribos. Desplazamiento hacia el centro del puente.	Gao et al. (1983)
Campania Basilicata. Italia	1980	6.8	Asentamientos de rellenos. Pandeo de barandas. Aumento de fisuras existentes.	Terzariol et al. (1987b)
Coalinga. USA	1983	6.5	Asentamientos entre 15cm a 20cm en terraplenes de acceso. Rotura de pavimento. Rotación de estribo. Grietas en losa de aproximación. Desplazamiento de muros de contención y agrietamiento en terraplenes de acceso	Terzariol et al. (1987b)
Chile	1985	7.4	Daños en estribos. Asentamientos en terraplenes de acceso.	Terzariol et al. (1987b)
Loma Prieta. USA	1989	7.1	Daños en puentes y vías de comunicaciones. Daños en construcciones de mampostería y muros	Green, R. y Ebeling, R. (2003)

Northridge. USA	1994	6.7	Desplazamientos entre el tablero y el estribo. Asentamientos en terraplenes de transición.	Fuis et al. (2003)
Kobe. Japón	1995	7.2	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Fisuras en losa de aproximación. Grandes asentamientos en terraplenes de acceso. Rotación de estribo. Desplazamiento de muros de contención.	Nishimura (2003)
Gujarat. India	2001	7.5	Agrietamiento en terraplenes de acceso a puentes. Rotación y desplazamiento de estribos en diferentes puentes. Severos daños en vías de comunicación.	Eidinger (2001)

2.5.2 Método del bloque deslizando de Newmark

Este método, inicialmente desarrollado para analizar de manera simplificada el comportamiento de taludes ante eventos sísmicos, ha sido aplicado con posterioridad a estructuras de contención. Newmark (1965) planteó la analogía entre una masa de suelo deslizando y un bloque rígido que puede moverse sobre un plano inclinado (Figura 2.18).

Si el bloque de la Figura 2.19 se somete a una fuerza pseudoestática $k_h W$ en dirección horizontal, el factor de seguridad ante el deslizamiento será:

$$FS_d = \frac{[\cos \beta - k_h \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h \cos \beta} \quad (2.35)$$

De la ecuación anterior, se puede apreciar que el valor del factor de seguridad disminuye a medida que k_h aumenta. Al valor de este coeficiente que produce $FS_d = 1$, se le denomina k_y (*yield coefficient*). Por consiguiente, toda sollicitación dinámica que supere la aceleración crítica $a_y = k_y g$, producirá un desplazamiento relativo permanente del bloque respecto al plano.

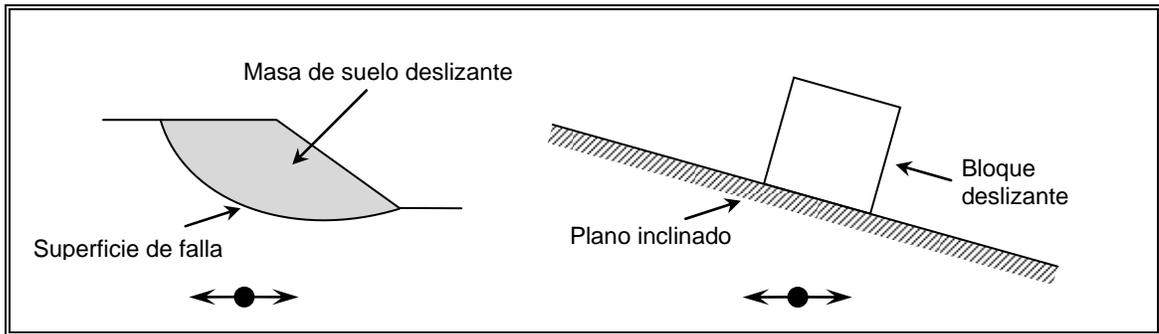


Figura 2.18: Analogía de Newmark. Método del bloque deslizante

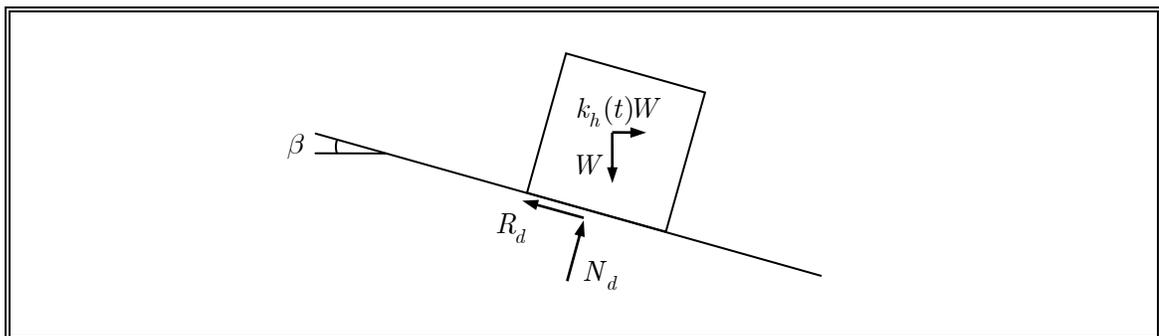


Figura 2.19: Bloque deslizante bajo condiciones dinámicas

Para el caso de un registro sísmico, el método consiste en la doble integración de las porciones del acelerograma que superan el umbral de aceleración definido por $a_y = k_y g$ (Figura 2.20). El desplazamiento relativo acumulado depende de una serie de factores, entre los cuales se cuentan la duración del registro, su contenido de frecuencias, y el número y distribución de pulsos significativos de aceleración que posee.

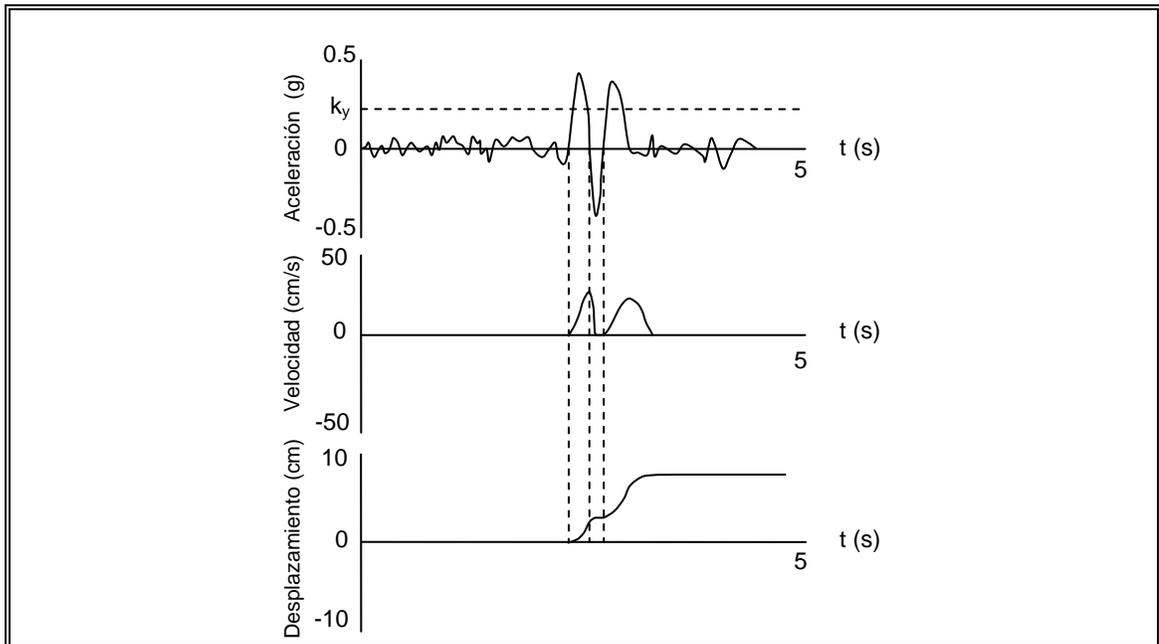


Figura 2.20: Método del bloque deslizante de Newmark para el caso de un registro sísmico
(Modificado de Wilson y Keefer, 1985)

Newmark analizó el caso de un bloque sometido a un pulso rectangular de aceleración, de magnitud $A g$ y duración Δt . Expresó el desplazamiento relativo máximo en función de la velocidad máxima del suelo, su aceleración máxima y la aceleración crítica horizontal del bloque, de acuerdo a la ecuación:

$$d_{rel} = \frac{V^2}{2k_y g} \left(1 - \frac{k_y}{A} \right) \quad (2.36)$$

Posteriormente, aplicó el mismo procedimiento a cuatro registros sísmicos normalizados a una aceleración máxima horizontal de $0.5g$ y a una velocidad máxima de 76 cm/s (manipulando la escala de tiempo). Newmark ajustó una envolvente conservadora de los desplazamientos obtenidos (Figura 2.21), según la ecuación:

$$d_{\max} = \frac{V^2}{2Ng} \frac{A}{N} \quad (2.37)$$

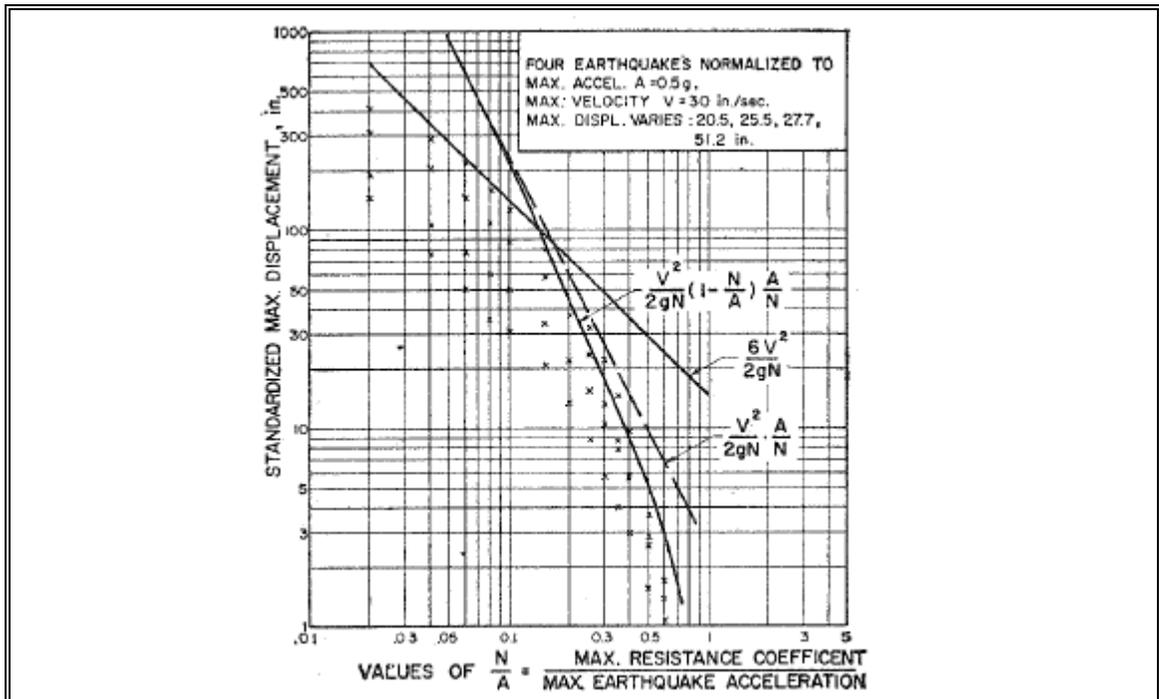


Figura 2.21: Envolvente de desplazamientos sísmicos normalizados (Newmark, 1965)

donde $N = k_y$. La idea tras el trabajo de Newmark fue desarrollar un método estandarizado que pudiera ser aplicado posteriormente a cualquier registro sísmico. Este procedimiento ha servido de fundamento a una serie de métodos de diseño basados en desplazamientos como los que se describen a continuación.

2.5.3 Método de Richards y Elms

Richards y Elms (1979) extendieron el trabajo hecho por Newmark (1965) y otros investigadores como Seed y Whitman (1970) y Franklin y Chang (1977), para proponer un método determinístico de diseño de muros de contención gravitacionales ante cargas

sísmicas basado en corrimientos admisibles. Para su aplicación, se requiere conocer el coeficiente de aceleración crítica horizontal k_y del conjunto suelo-muro. Considerando un muro de peso W , con paramento inclinado en un ángulo θ , un ángulo de fricción en la base ϕ_b y una fricción entre suelo y muro δ , al plantear el equilibrio en la condición activa (despreciando la componente sísmica vertical) se consigue:

$$k_y = \tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta) \tan \phi_b}{W} \quad (2.38)$$

Richards y Elms proponen calcular P_{AE} por medio del método de Monobe-Okabe. Por lo tanto, la ecuación (2.38) debe resolverse de forma iterativa, puesto que el empuje P_{AE} depende a su vez del valor de k_y .

Utilizando los resultados obtenidos por Franklin y Chang (1977), quienes siguieron el método de Newmark analizando una vasta gama de registros sísmicos en diferentes tipos de suelo, Richards y Elms (1979) plantearon una envolvente conservadora de los desplazamientos obtenidos, según la ecuación:

$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (2.39)$$

A partir de la expresión anterior, el diseñador puede seleccionar un desplazamiento admisible para un sismo con valores conocidos de aceleración máxima y velocidad máxima del suelo y con ello calcular el coeficiente de aceleración horizontal crítico que debe ser capaz de resistir la estructura de contención de modo de no superar el desplazamiento previamente elegido.

2.5.4 Método de Whitman y Liao

Whitman y Liao (1985) pusieron de manifiesto algunos errores encontrados en el trabajo de Richards y Elms (1979), derivados principalmente de las hipótesis simplificadoras

inherentes al método del bloque deslizante de Newmark. Identificaron como principales fuentes de error despreciar la deformabilidad del relleno e ignorar la falla por giro. En menor medida, se encuentran la incertidumbre derivada de la elección de los registros sísmicos y los parámetros de resistencia al corte del suelo. A partir de lo anterior, formularon un método probabilístico para calcular los desplazamientos sísmicos de un muro de contención gravitacional.

Utilizando los resultados obtenidos por Wong (1982), quien aplicó el método del bloque deslizante de Newmark a 14 registros sísmicos, Whitman y Liao hallaron que los desplazamientos permanentes distribuyen en forma lognormal con media dada por la expresión:

$$d_D = \frac{37V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) \quad (2.40)$$

Al incluir los efectos de las fuentes de error mencionadas con anterioridad, los desplazamientos permanentes fueron presentados como una distribución de variable aleatoria mediante la expresión:

$$d_R = \frac{37V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) QM \quad (2.41)$$

donde N , Q y M son variables aleatorias que representan la incertidumbre en las propiedades del suelo, los registros sísmicos y los errores asociados a la modelación, respectivamente. Utilizando los valores medios de estas variables, Whitman y Liao propusieron la envolvente de desplazamientos siguiente:

$$\bar{d}_R = \frac{130V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) \quad (2.42)$$

Al igual que en el caso del método de Richards y Elms (1979), utilizando la ecuación (2.42) se puede calcular el coeficiente de aceleración horizontal

crítico que debe ser capaz de resistir la estructura de contención de modo tal que no se supere un desplazamiento admisible previamente elegido.

2.5.5 Análisis por elementos finitos

Existen pocas investigaciones que den cuenta de un análisis por elementos finitos del comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención. Nadim y Whitman (1983) utilizaron el modelo lineal equivalente para estudiar la respuesta de un muro gravitacional de hormigón. Sin embargo, la malla de elementos finitos utilizada y las condiciones de contorno empleadas no fueron adecuadas como para extraer de ello conclusiones satisfactorias. Análisis más rigurosos han sido efectuados por Alampalli y Elgamal (1990), Finn et. al (1992) y Iai y Kameoka (1993). No obstante, estos trabajos se han enfocado en muros anclados y de suelo reforzado, cuyo comportamiento es completamente diferente al que se busca estudiar en esta investigación.

2.6 Diseño sísmico de muros de contención

2.6.1 Diseño basado en fuerzas

Los métodos de diseño sísmico convencionales, están formulados sobre la base de fuerzas. A partir de una distribución de empujes dada, se debe verificar el cumplimiento de ciertos factores de seguridad. En la práctica, se suele utilizar el método de Mononobe-Okabe incluyendo los efectos inerciales sobre el suelo y sobre el muro, es decir, aplicando la misma aceleración pseudoestática tanto a la cuña de falla como a la estructura de contención. Sin embargo, el comportamiento relativamente satisfactorio que han exhibido las obras diseñadas siguiendo este enfoque en eventos sísmicos pasados, está asociado en mayor medida al conservadurismo en la elección de los parámetros de diseño que a la exactitud del método de Mononobe-Okabe.

2.6.2 Diseño basado en corrimientos admisibles

Uno de los defectos que presentan los métodos basados en fuerzas, es que no permiten tener una idea del comportamiento de la estructura luego de que se sobrepasan las fuerzas de diseño. Los procedimientos basados en corrimientos admisibles permiten superar esta limitante, ya que el proyectista puede seleccionar un desplazamiento de diseño aceptable para un evento sísmico determinado.

El método propuesto por Richards y Elms (1979), presentado en la sección 2.5.3, consta de los siguientes pasos:

- Seleccionar un desplazamiento admisible d .
- Calcular la aceleración crítica horizontal del conjunto suelo-muro según la ecuación (2.39), usando los valores (A, V) del sismo de diseño:

$$a_y = k_y g = \left[\frac{0.087 V^2 (Ag)^3}{d} \right]^{1/4}$$

- Obtener el valor del empuje activo P_{AE} de acuerdo al método de Monobe-Okabe, utilizando la aceleración a_y calculada.
- Calcular el peso requerido para limitar el desplazamiento del muro al valor seleccionado, según la ecuación (2.38):

$$W = \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta) \tan \phi_b}{\tan \phi_b - k_y}$$

- Aplicar un factor de seguridad al peso del muro. Si bien Richards y Elms sugieren usar un valor de 1.5, Whitman y Liao (1985) señalan que un factor de seguridad de 1.1 a 1.2 es suficiente para reducir la probabilidad de excedencia del valor de d a menos de un 5%.

Por su parte, el método de Whitman y Liao (1985), presentado en la sección 2.5.4, se basa en la elección de un desplazamiento admisible d que tiene una cierta probabilidad

de excedencia. Whitman y Liao sugieren un diseño conservador, con una probabilidad de excedencia aproximada de un 5%, el cual se obtiene tomando $d = 4\bar{d}_R$. Un diseño menos conservador puede lograrse al considerar $d = 2.5\bar{d}_R$ (probabilidad de excedencia aproximada de un 10%).

Una vez que se ha seleccionado un desplazamiento admisible, deben seguirse los siguiente pasos:

- Calcular la aceleración crítica horizontal del conjunto suelo-muro como:

$$a_y = k_y g = \frac{Ag}{9.4} \ln \left[\frac{130V^2}{(Ag)\bar{d}_R} \right]$$

- Utilizar el método de Mononobe-Okabe para diseñar un muro cuya resistencia límite esté fijada por el valor calculado de a_y .

3 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL BLOQUE DESLIZANTE DE NEWMARK A ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN UTILIZANDO SISMOS CHILENOS

3.1 Limitaciones de los métodos tradicionales de diseño

Además de las ya mencionadas limitaciones que son inherentes al diseño basado en fuerzas y al uso del método del bloque deslizante, existen otras que se derivan de la metodología inicialmente propuesta por Newmark (1965) para definir la excitación sísmica. Newmark normalizó los registros sísmicos utilizados a una aceleración máxima de 0.5g y a una velocidad máxima de 76 cm/s, valores que no son representativos de la sismicidad de nuestro país. La norma Chilena NCh433 of.96 define aceleraciones máximas de diseño para las distintas zonas sísmicas del país con valores de 0.2g, 0.3g, y 0.4g según se trate de zona I, II o III. Estos valores, tienen asociada una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (período de retorno aproximado de 475 años), y, por consiguiente, corresponden a un nivel suficientemente severo de demanda sísmica.

Por otro lado, las velocidades del terreno observadas en los terremotos Chilenos son ostensiblemente menores al valor considerado por Newmark, debido a su alto contenido de frecuencias. Por último, la normalización de un registro sísmico a una cierta velocidad máxima, conlleva necesariamente la manipulación de la escala de tiempo, lo que a su vez modifica el contenido de frecuencias del mismo. Esto provoca que se pierda el sentido de trabajar con registros reales propios de la sismicidad de una determinada región.

Los hechos señalados anteriormente ponen de manifiesto la necesidad de obtener envolventes de diseño que sean consistentes con las características de los terremotos Chilenos. Así, uno de los objetivos de este trabajo fue aplicar el método del bloque deslizante a un conjunto de registros sísmicos separados por tipo de suelo de acuerdo a

las disposiciones de la norma NCh433 of.96 de modo de formular un procedimiento similar al desarrollado por Richards y Elms (1979), pero aplicable a la práctica profesional Chilena.

3.2 Registros utilizados y clasificación geotécnica de los sitios de emplazamiento de las estaciones acelerográficas

Los registros sísmicos usados (Riddell, 1993), corresponden en su mayoría a los obtenidos durante el terremoto de Chile central, ocurrido el 3 de Marzo de 1985 ($M_s = 7.8$). También, se utilizan dos correspondientes al terremoto del 7 de Noviembre de 1981 ($M_s = 6.8$). Estos registros han sido separados por tipo de suelo según establece la norma NCh433 of.96, utilizando la información geotécnica recogida en los sitios donde se encuentran las estaciones acelerográficas en Chile (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993). Las Tablas 3.1 a 3.3 muestran los registros usados y los máximos valores de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno. La Tabla 3.4 muestra la descripción geotécnica de los sitios de emplazamiento de las estaciones acelerográficas.

Tabla 3.1: Registros sísmicos medidos en suelo tipo I (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993)

Estación	Componente	Fecha	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento
-	-	-	(g)	(cm/s)	(cm)
Zapallar	NS	03/03/1985	-0.270	-11.22	1.15
Zapallar	EW	03/03/1985	0.304	13.46	-1.69
UTFSM	S20E	03/03/1985	0.165	-6.31	1.25
UTFSM	N70E	03/03/1985	0.176	14.6	3.11
Quintay	NS	03/03/1985	0.236	12.51	2.82
Quintay	EW	03/03/1985	0.260	-19.34	-3.48
Pichilemu	NS	03/03/1985	0.259	-11.68	3.73

Tabla 3.2: Registros sísmicos medidos en suelo tipo II. (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993)

Estación	Componente	Fecha	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento
-	-	-	(g)	(cm/s)	(cm)
La Ligua	L	07/11/1981	-0.469	-18.82	4.49
San Felipe	S10E	03/03/1985	0.309	16.17	-3.58
San Felipe	N80E	03/03/1985	0.434	-17.77	-3.51
San Fernando	NS	03/03/1985	0.291	24.47	-4.24
San Fernando	EW	03/03/1985	0.340	-23.89	-5.45
Melipilla	EW	03/03/1985	0.528	40.35	6.02
Melipilla	NS	03/03/1985	-0.686	34.25	12.02
Llo Lleo	S80E	03/03/1985	0.446	23.3	4.26
Llo Lleo	N10E	03/03/1985	-0.712	-40.29	-10.49
Iloca	NS	03/03/1985	0.304	13.46	-1.69
Iloca	EW	03/03/1985	0.165	-6.31	1.25

Tabla 3.3: Registros sísmicos medidos en suelo tipo III. (Riddell et al., 1992; Riddell, 1993)

Estación	Componente	Fecha	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento
-	-	-	(g)	(cm/s)	(cm)
Ventanas	T	07/11/1981	0.268	-17.86	-8.04
Llay Llay	N80W	03/03/1985	-0.475	36.66	6.37
Llay Llay	S10W	03/03/1985	-0.352	-41.79	8.42
Viña del Mar	N70W	03/03/1985	-0.237	25.51	4.11
Viña del Mar	S20W	03/03/1985	0.363	30.74	-5.42
El Almendral	N50E	03/03/1985	0.297	-28.58	-5.78

Tabla 3.4: Descripción geotécnica de los sitios de estaciones acelerográficas.

(Riddell et al., 1992; Riddell, 1993)

Sitio	Características geotécnicas	Tipo de suelo
Zapallar	Roca	I
Valparaíso, UTFSM	Roca	I
Quintay	Roca	I
Rapel	Roca	I
Pichilemu	Roca	I
La Ligua	Grava densa	II
San Felipe	Grava densa	II
San Fernando	Grava densa	II
Melipilla	Grava densa	II
Llo Lleo	Arena densa	II
Iloca	Arena, grava densa	II
Ventanas	Arena	III
Llay Llay	Grava y limo blando	III
Viña del Mar	Arena	III
El Almendral	Relleno artificial y arena	III

3.3 Extensión del método de Newmark para el diseño de obras de contención en Chile

A objeto de fijar un nivel de intensidad común, los registros sísmicos escogidos para cada tipo de suelo fueron escalados a una misma aceleración máxima. Para los registros medidos en Suelo Tipo I se usó $A_{m\acute{a}x} = 0.3g$ y para los registros medidos tanto en Suelo Tipo II como en Suelo Tipo III, se utilizó $A_{m\acute{a}x} = 0.4g$.

Se elaboraron gráficos que relacionan el coeficiente de aceleración horizontal crítico del conjunto suelo-muro normalizado a la aceleración máxima del suelo (como fracción de g), dado por k_y/A , con el desplazamiento relativo normalizado a la aceleración máxima

del suelo (como fracción de g) $\Delta s/A$. Los valores de Δs fueron obtenidos por el método del bloque deslizante de Newmark (1965) para los distintos sismos Chilenos considerados.

En el apartado 6.1 se entregan las envolventes de respuesta sísmica propuestas, las cuales pueden servir de base al proyectista como un criterio de diseño aproximado, según el tipo de suelo de fundación del muro y la envergadura del proyecto. Dicho criterio, si bien constituye una mejora del método de Richards y Elms (1979) para el diseño de obras de contención en Chile, presenta aún limitaciones como se explica en el apartado 4.1.

4 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS RÍGIDAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

4.1 Introducción

Aún cuando los procedimientos de diseño derivados de la metodología de Newmark son ampliamente utilizados en la práctica, ellos constituyen una herramienta muy simplificada para abordar el problema del comportamiento de una estructura de contención durante un evento sísmico, puesto que no permiten tener en cuenta importantes factores tales como la interacción entre el suelo y la estructura, la amplificación sísmica del relleno, los asentamientos del terreno de fundación, ni el giro del muro.

En la presente investigación, se han desarrollado una serie de modelos de elementos finitos utilizando el programa PLAXIS 2D V9.02. Estos constan de un muro de contención gravitacional y de un relleno de arena de mediana compacidad. Se utilizaron elementos interfaz para modelar los contactos entre muro y relleno, y entre muro y suelo fundación. Se analizaron diferentes geometrías de muro y distintos tipos y espesores de suelos de fundación (roca y arenas). Para poder tener un punto de comparación válido con los métodos tradicionales de diseño, se considera que la estructura de contención se encuentra simplemente apoyada (no enterrada), y, en consecuencia, se desprecia la resistencia pasiva que pueda desarrollarse al pie del muro.

A partir de los modelos de elementos finitos desarrollados, se proponen ábacos de diseño para predecir en forma más realista los movimientos sísmicos de muros de contención en Chile.

4.2 Descripción del software PLAXIS 2D V9.02

El programa PLAXIS es un código de análisis mediante Elementos Finitos, orientado específicamente a las aplicaciones en ingeniería geotécnica. Fue creado en la Delft University of Technology (Delft, Holanda) en el año 1987, a partir de una iniciativa del Departamento de Obras Públicas y la Dirección de Aguas de ese país.

Este software permite abordar una amplia gama de problemas, entre los cuales se cuentan excavaciones subterráneas, túneles, análisis de tensiones y deformaciones bajo cargas estáticas y dinámicas, problemas de flujo acoplado y análisis de consolidación.

PLAXIS incluye un entorno completo de desarrollo. Consta de una etapa de pre-proceso (*Input*), donde se introducen los datos y se genera la geometría del modelo, una etapa posterior de cálculos (*Calculations*) donde se definen las distintas fases de análisis, y una tercera etapa de post-proceso (*Output, Curves*) que permite acceder a los resultados del análisis en forma de tablas o gráficos según se desee.

Dentro de las características más importantes de este programa, pueden mencionarse las siguientes:

- El modelado puede efectuarse bidimensionalmente con elementos triangulares, tanto de 6 como de 15 nodos.
- El comportamiento de los materiales puede representarse por medio de diferentes modelos constitutivos, entre los que se cuentan: *Linear Elastic, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Jointed Rock, Soft Soil Creep, Hardening Soil with small-strain stiffness, Soft Soil y Modified Cam-Clay*.
- Posee una completa librería de elementos de uso típico en problemas de ingeniería geotécnica: Placas (elementos viga), articulaciones, resortes rotacionales, geomallas, anclajes e interfaces.

- Los cálculos pueden efectuarse en etapas sucesivas. Esto permite simular procesos constructivos, fenómenos de consolidación, mejoramiento de materiales, entre otros.
- La capacidad de activar y desactivar elementos, permite utilizar una única malla de elementos finitos para todas las fases de cálculo.
- Para el análisis dinámico, se dispone de bordes absorbentes de acuerdo a la formulación de Lysmer y Kuhlemeyer (1969). Además, para el caso de análisis sísmico, se puede definir la excitación basal en forma de aceleraciones, velocidades o desplazamientos, a través de archivos de texto.
- Los criterios de convergencia por defecto pueden ser modificados a conveniencia del usuario.

4.3 Elementos finitos utilizados

En el análisis efectuado se utilizaron dos tipos de elementos finitos para representar los distintos materiales empleados en el modelo.

Para la modelación del suelo y del muro de contención, se utilizó el elemento triangular de 6 nodos. Este elemento posee dos grados de libertad por nodo, que corresponden a los desplazamientos según los ejes coordenados. El cálculo de las tensiones y deformaciones se realiza en los puntos de integración de Gauss (*stress points*), tal como se muestra en la Figura 4.1.

Para la modelación de los contactos entre muro y relleno de trasdós y entre muro y suelo de fundación, se utilizaron elementos interfaz. La Figura 4.2 muestra la distribución de nodos, puntos de integración de Gauss y la conectividad de este tipo de elementos con elementos adyacentes de la malla.

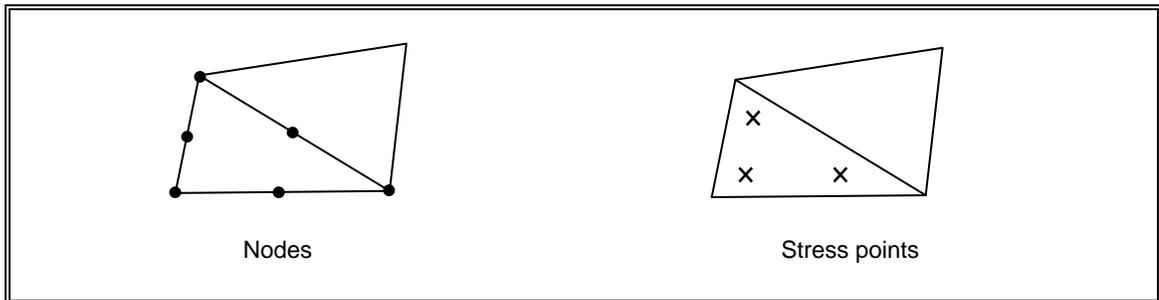


Figura 4.1: Nodos y puntos de tensión. Elemento triangular de 6 nodos

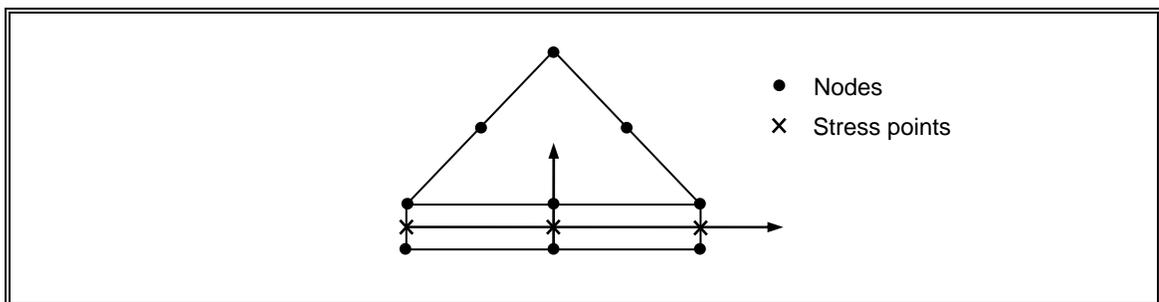


Figura 4.2: Elemento interfaz. Distribución de nodos, puntos de tensión y conectividad

Los elementos interfaz permiten representar el comportamiento físico de dos cuerpos que se encuentran inicialmente en contacto, pero que pueden eventualmente separarse o deslizarse relativamente uno respecto del otro.

Por otro lado, uno de los aspectos fundamentales a considerar cuando se utiliza este tipo de elementos, es que se debe proveer una rigidez normal lo suficientemente alta de manera que en caso de existir tensiones normales de compresión, el traslape de los materiales en contacto sea despreciable.

En la presente investigación, se consideró una ley rígido-plástica de comportamiento tensodeformacional de la interfaz frente a desplazamientos relativos tangenciales. En general, para especificar los parámetros de la interfaz, PLAXIS utiliza el factor de reducción de resistencia R_{inter} . De este modo, las propiedades de cohesión y fricción de

la interfaz se calculan a partir de las propiedades del suelo adyacente a partir de las relaciones:

$$c_i = R_{\text{inter}} c_{\text{suelo}} \quad (4.1)$$

$$\tan \phi_i = R_{\text{inter}} \tan \phi_{\text{suelo}} \quad (4.2)$$

De esta manera, se pueden modelar todo tipo de contactos entre el suelo y la estructura, lisos o infinitamente rugosos.

4.4 Modelos constitutivos

Con el objeto de poder representar lo más fielmente posible la respuesta física de los materiales involucrados, se han considerado aquí dos modelos constitutivos. Para el muro de contención, se utilizó una ley elástica lineal, mientras que para el suelo, se utilizó el modelo *Hardening soil model with small-strain stiffness* (Benz, 2006), el cual corresponde a una extensión del modelo *Hardening soil model* propuesto por Schanz et al. (1999). Dichos modelos constitutivos se describen a continuación.

4.4.1 Modelo elástico lineal

Este modelo utiliza la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa, definida por el Módulo de Young, E , y el coeficiente de Poisson, ν .

4.4.2 Hardening soil model (HS model)

Este modelo, propuesto por Schanz et al. (1999), corresponde a una variante elastoplástica del modelo hiperbólico propuesto por Duncan y Chang (1970), formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por esfuerzo de corte, que incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo un estado de compresión primaria.

En este modelo se incorpora la dependencia del Módulo de Elasticidad tanto de la presión de confinamiento como de los parámetros de resistencia al corte del suelo. A diferencia del modelo de Duncan y Chang (1970), en el cual se considera el Módulo inicial E_i , en este modelo se utiliza el Módulo E_{50} , el cual se obtiene para un valor de la tensión correspondiente al 50% del valor de la deformación de rotura. De este modo, se usa la relación siguiente:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.3)$$

En la ecuación (4.3), ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. E_{50}^{ref} corresponde al Módulo Secante de referencia equivalente al 50% del valor de la deformación de rotura, p^{ref} es la presión de referencia (por defecto igual a $p_a = 100\text{kN/m}^2$), y m el exponente que da cuenta de la dependencia del Módulo de Elasticidad con el nivel de tensiones.

Por otro lado, el modelo de endurecimiento que utiliza PLAXIS, incorpora el Módulo Edométrico tangente E_{oed} , según la ecuación:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_1}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.4)$$

El Módulo de Elasticidad, para condiciones de carga y descarga, se define conforme a la ecuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.5)$$

La idea básica detrás de la formulación de este modelo está en la relación hiperbólica entre la deformación axial ε_1 y el desviador de tensiones $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$, la cual puede escribirse como:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad q < q_f \quad (4.6)$$

donde q_a es el valor asintótico del desviador de tensiones y E_i el Módulo de Young inicial. La relación entre E_{50} y E_i , viene dada por la ecuación:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.7)$$

en donde $R_f = q_f/q_a$, parámetro que relaciona la resistencia máxima con la asintótica del suelo. Por defecto, PLAXIS utiliza $R_f = 0.9$.

La Figura 4.3 muestra una relación tensión-deformación típica para un ensayo triaxial de acuerdo al modelo HS:

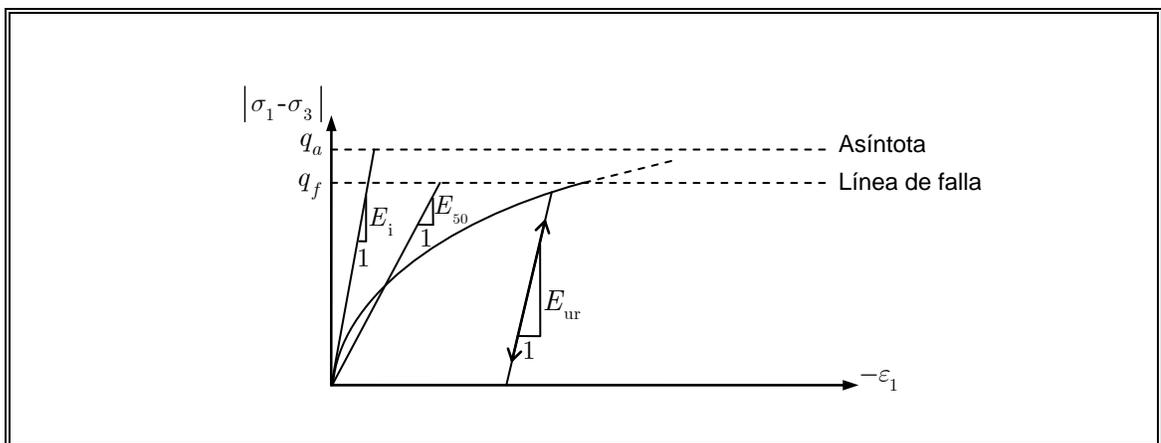


Figura 4.3: Relación hiperbólica tensión-deformación. Modelo HS

4.4.3 Hardening soil model with small-strain stiffness (HSsmall model)

Este modelo, propuesto por Benz (2006), corresponde a una variante del modelo HS que permite tener en cuenta la degradación del módulo de corte dinámico con el incremento

de las deformaciones angulares. De hecho, sólo dos parámetros de entrada adicionales se requieren en este modelo: el Módulo de Corte tangente inicial G_0^{ref} y la deformación angular $\gamma_{0.7}$ para la cual el Módulo de Corte secante G se reduce aproximadamente al 70% de su valor inicial.

Uno de los modelos más frecuentemente utilizados para describir este comportamiento observado en los suelos ante sollicitaciones dinámicas, es el de Hardin-Drnevich (1972). Este modelo plantea una relación hiperbólica de acuerdo a la expresión:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (4.8)$$

En la ecuación (4.8), la deformación angular γ_r está dada por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \quad (4.9)$$

donde τ_{\max} es la tensión de corte en rotura. Sin embargo, otros autores (Santos et al., 2001; Benz, 2006) concluyen que es más sencillo y menos susceptible a errores el uso de una deformación angular γ_r menor. En consecuencia, proponen el uso de $\gamma_r = \gamma_{0.7}$. De este modo, el modelo HSsmall utiliza la relación hiperbólica modificada siguiente:

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (4.10)$$

La Figura 4.4 muestra el ajuste obtenido por Santos y Correia (2001) a resultados experimentales, el cual se consigue con $a = 0.385$.

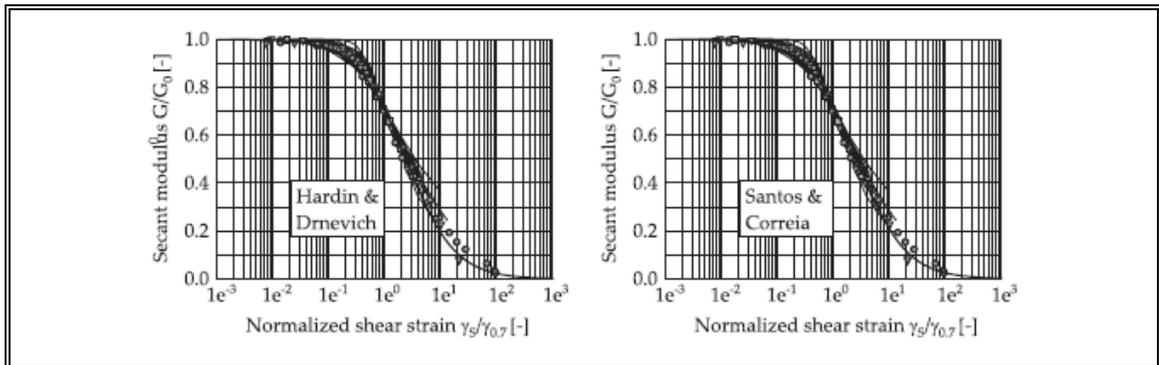


Figura 4.4: Comparación entre la relación original de Hardin-Drnevich (1972) y Santos-Correia (2001) con resultados experimentales (Benz, 2006)

En la presente investigación, los valores de $\gamma_{0.7}$ han sido estimados a partir de las relaciones experimentales entre Módulo de Corte y Deformación Angular publicadas por Seed e Idriss (1970) para suelos arenosos.

PLAXIS también considera una dependencia del Módulo de Corte con el nivel de tensiones. De este manera, se tiene la relación siguiente:

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_1 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{\text{ref}} \sin \phi} \right)^m \quad (4.11)$$

Para estimar el parámetro G_0^{ref} , existen variadas correlaciones en la literatura (Benz, 2006). En la presente investigación, se utiliza la proposición de Hardin y Black (1968), dependiente del índice de huecos y la presión efectiva de confinamiento. A partir de las ecuaciones (4.12), se determinó un valor de G_0^{ref} promedio para una presión vertical de 100 kPa.

$$\begin{cases} G_0 \text{ (kPa)} = 6908 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0 \text{ (kPa)}} & \text{Partículas redondeadas} \\ G_0 \text{ (kPa)} = 3230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0 \text{ (kPa)}} & \text{Partículas angulares} \end{cases} \quad (4.12)$$

Por otro lado, para describir el comportamiento histerético del suelo bajo condiciones de carga y descarga, PLAXIS utiliza la regla de Masing (1926). Este procedimiento consiste en definir una relación tensión-deformación virgen (carga monotónica creciente), y en base a ella obtener los loops de descarga-recarga en la forma indicada en las Figuras 4.5 y 4.6.

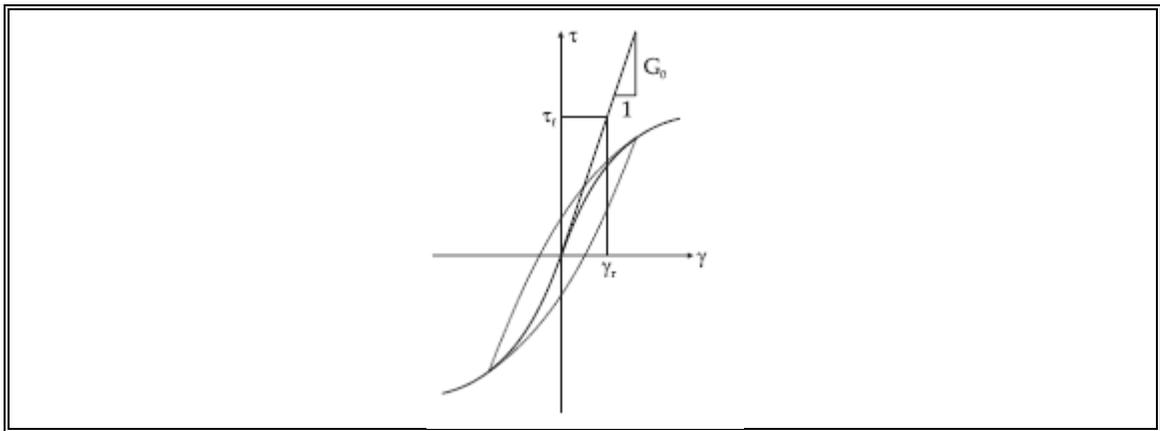


Figura 4.5: Curva virgen. Modelo hiperbólico

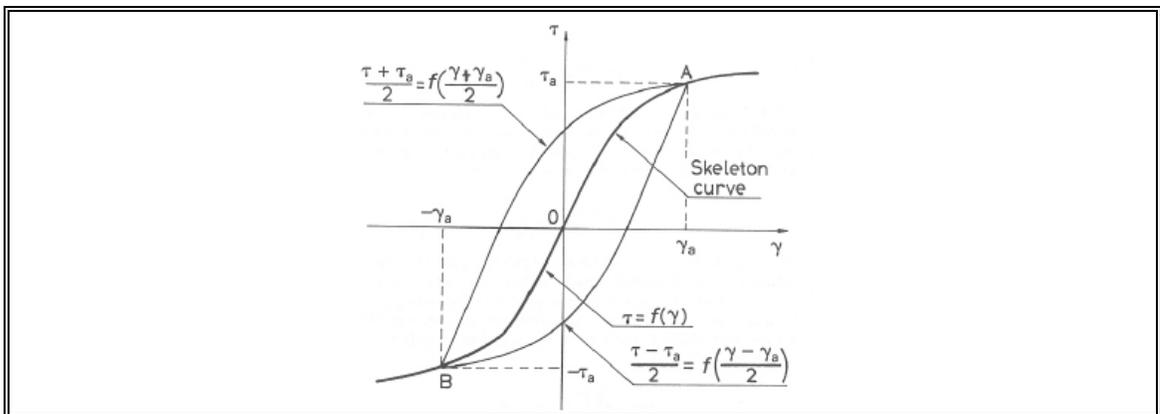


Figura 4.6: Loops de carga y descarga. Regla de Masing

4.5 Características y parámetros geotécnicos de los suelos considerados

A continuación, se describen los diferentes suelos utilizados en los análisis realizados, tanto en términos cualitativos, como en lo referente a los parámetros geotécnicos requeridos por el programa PLAXIS.

4.5.1 Roca

Este tipo de suelo no se incorporó al modelo directamente. Debido a su gran rigidez, fue representado por un empotramiento perfecto en la base. Por este motivo, lo único que se requiere modelar es la interfaz entre el hormigón y la roca como se detalla en el apartado 4.6.1.

4.5.2 Arenas

Se consideraron tres diferentes tipos de arenas: Una arena de compactación media (tipo A) con una densidad relativa aproximada $D_r = 60\%$; una arena de compactación media a densa (tipo B) con una densidad relativa aproximada $D_r = 70\%$; y una arena densa (tipo C) con una densidad relativa aproximada $D_r = 80\%$. Las propiedades utilizadas para estas arenas se entregan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Propiedades índice y parámetros del modelo HSsmall para las arenas consideradas

Parámetro	Arena tipo A	Arena tipo B	Arena tipo C	Unidad
G_s	2.7	2.6	2.7	-
γ	16	17	18	kN/m ³
c	0.2	0.2	0.2	kPa
ϕ	35°	37°	40°	-
ψ	5°	7°	10°	-
v_{ur}	0.2	0.2	0.2	-
K_0	0.426	0.398	0.357	-
m	0.5	0.5	0.5	-
R_f	0.9	0.9	0.9	-
E_{50}^{ref}	3.50E+04	4.00E+04	4.50E+04	kPa
E_{oed}^{ref}	3.50 E+04	4.00E+04	4.50E+04	kPa
E_{ur}^{ref}	1.05E+05	1.20E+05	1.35E+05	kPa
G_0^{ref}	7.45E+04	9.57E+04	9.82E+04	kPa
$\gamma_{0.7}$	2.00E-04	2.00E-04	2.00E-04	-

4.6 Propiedades de las interfaces suelo-estructura

Como se ha mencionado con anterioridad, para la modelación de los contactos entre muro y suelo de fundación y entre muro y relleno de trasdós, se utilizaron elementos interfaz con una ley rígido-plástica de comportamiento tensodeformacional frente a desplazamientos relativos tangenciales. A continuación se describen las propiedades utilizadas en cada uno de estos casos.

4.6.1 Interfaz muro-suelo de fundación

En el caso de muro apoyado sobre roca, se consideró una pequeña cohesión (2.5 kPa) y un ángulo de fricción máxima $\delta = 30^\circ$, mientras que para el caso de muros apoyados sobre arena, se utilizó un ángulo de fricción máxima $\delta = 2/3\phi_{\text{fund}}$ o $\delta = \phi_{\text{fund}}$ dependiendo del caso de análisis.

4.6.2 Interfaz muro-relleno de trasdós

En todos los casos estudiados, de forma conservadora, se adoptó un ángulo de fricción máxima, $\delta = 0.5\phi_{\text{relleno}}$.

4.7 Estado tensional inicial

Antes de proceder a la realización del análisis dinámico, se requiere la generación de un estado tensional inicial que represente de manera aproximada la situación previa a la ocurrencia de un evento sísmico. Teniendo en cuenta el proceso constructivo típico de un muro de contención gravitacional (Figura 4.7), se han considerado tres etapas, a saber: I) Generación de tensiones geoestáticas, II) Construcción del muro de contención, y III) Colocación del relleno de trasdós (Figura 4.8).

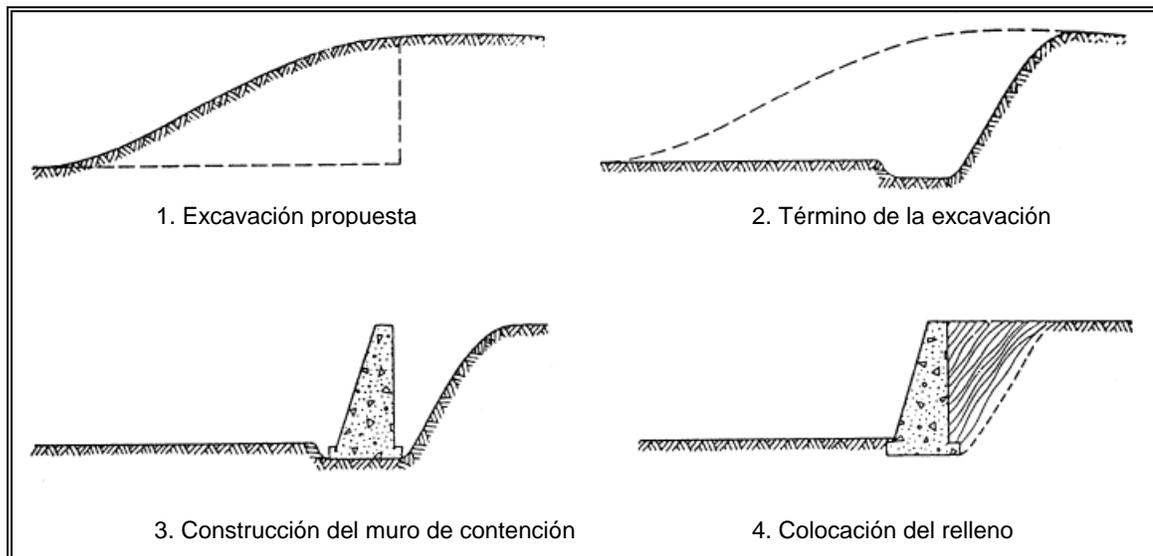


Figura 4.7: Proceso constructivo típico de un muro gravitacional de contención. (Modificado de Lambe et al., 1969)

4.7.1 Generación de tensiones geoestáticas

En el suelo existente previo a la construcción de la estructura de contención, se consideró la existencia de un talud inicial estable situado a una distancia igual al ancho de la base B del muro a partir de su ubicación final ($\geq 3\text{m}$). Se generaron tensiones iniciales en los elementos aplicando la fuerza gravitacional de forma incremental. Una vez realizado este cálculo, los desplazamientos obtenidos en los elementos son inicializados en cero.

4.7.2 Construcción del muro de contención

Se consideró que el muro de contención fue construido por capas horizontales sucesivas, cada una de ellas de un metro de espesor.

4.7.3 Colocación del relleno de trasdós

Al igual que en el caso de la estructura de contención, se consideró la colocación del relleno de trasdós en capas horizontales de un metro de espesor cada una.

Una vez finalizada la secuencia constructiva modelada, los desplazamientos obtenidos en los elementos son inicializados en cero.

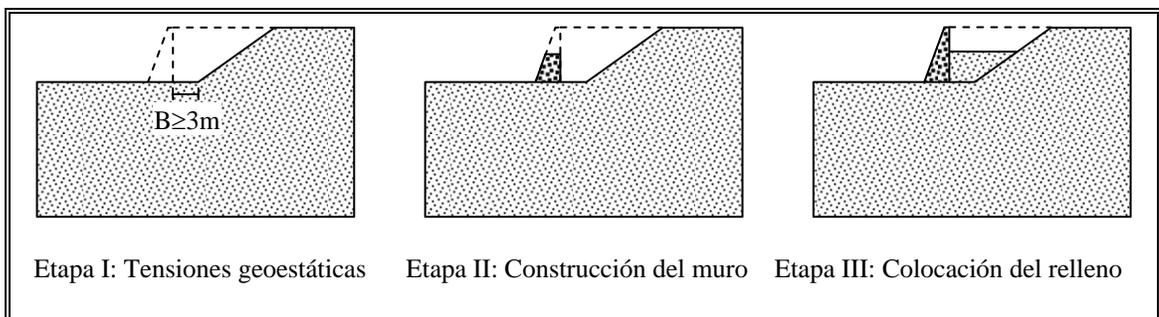


Figura 4.8: Secuencia constructiva modelada

4.8 Análisis dinámico

4.8.1 Esquema numérico

En el análisis dinámico, la implementación numérica de la integración en el tiempo constituye un factor fundamental en la estabilidad y precisión del proceso de cálculo. En este sentido, los esquemas explícitos e implícitos son los más usados en la práctica. La ventaja de los primeros es que son relativamente sencillos de formular. Sin embargo, presentan la desventaja de no ser suficientemente robustos e imponer limitaciones importantes en lo que se refiere al paso de tiempo. Por su parte, los métodos implícitos son más complejos, pero se caracterizan por ser más estables y llevar en general a resultados más precisos (Sluys, 1992).

PLAXIS utiliza el esquema numérico implícito de Newmark. De acuerdo a este método, el desplazamiento y la velocidad de un punto en el instante $t + \Delta t$ se expresan respectivamente como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (4.13)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left[(1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (4.14)$$

En las ecuaciones anteriores, Δt es el paso de tiempo. Por su parte, los coeficientes α y β determinan la precisión de la integración numérica. Para garantizar la estabilidad de la solución, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$\beta \geq 0.5 \quad ; \quad \alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta \right)^2$$

PLAXIS utiliza por defecto el esquema amortiguado de Newmark, en donde se tiene que $\alpha = 0.3025$ y $\beta = 0.6$. En la presente investigación, se prefirió el uso del esquema de Newmark de aceleración promedio, con $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.5$, el cual es incondicionalmente estable y no presenta amortiguamiento numérico en ninguna frecuencia (Hughes, 1987).

4.8.2 Amortiguamiento de los materiales

PLAXIS, al igual que la mayoría de los softwares comerciales existentes, considera el amortiguamiento viscoso conforme a la formulación propuesta por Rayleigh (1945). De acuerdo a este método, se supone que la matriz de amortiguamiento puede ser escrita como una combinación lineal de la matriz de masa y la matriz de rigidez del sistema, es decir:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.15)$$

Los coeficientes α y β guardan relación con el rango de frecuencias que se desea amortiguar. De este modo, un valor elevado de α produce mayor amortiguamiento en las frecuencias bajas, mientras que un valor elevado de β genera mayor amortiguamiento en las frecuencias altas.

Para determinar los coeficientes α y β , se requiere conocer dos razones de amortiguamiento ξ_i , correspondientes a dos frecuencias de vibración ω_i del sistema. La relación entre los parámetros α , β , ξ_i y ω_i se puede escribir como:

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (4.16)$$

Si se acepta que los modos de vibración considerados presentan la misma razón de amortiguamiento, lo cual es una práctica comúnmente utilizada (Chopra, 1995), los coeficientes α y β quedan determinados por la ecuaciones:

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.17)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.18)$$

PLAXIS ofrece la opción de asignar un amortiguamiento Rayleigh distinto a cada uno de los materiales del modelo, lo cual permite tener en consideración las diferencias observadas entre las razones de amortiguamiento en estructuras de hormigón y en suelos.

Por otra parte, el amortiguamiento debido al comportamiento histerético del suelo, es proporcional al área encerrada por el loop de carga-descarga en la curva $\tau-\gamma$. Cuando se utiliza la regla de Masing (1926), se puede demostrar conforme a la Figura 4.6 que la razón de amortiguamiento D , queda definida por la expresión:

$$D = \frac{4}{\pi} \left(\frac{\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{f(\gamma_a) \gamma_a} - 1 \right) \quad (4.19)$$

Esta relación ha sido contrastada con resultados experimentales por Ishihara (1982) (Figura 4.9). Se observa que, para valores de G/G_0 mayores a 0.3, presenta un buen ajuste. Por este motivo, se consideró adecuada para ser utilizada en la presente investigación.

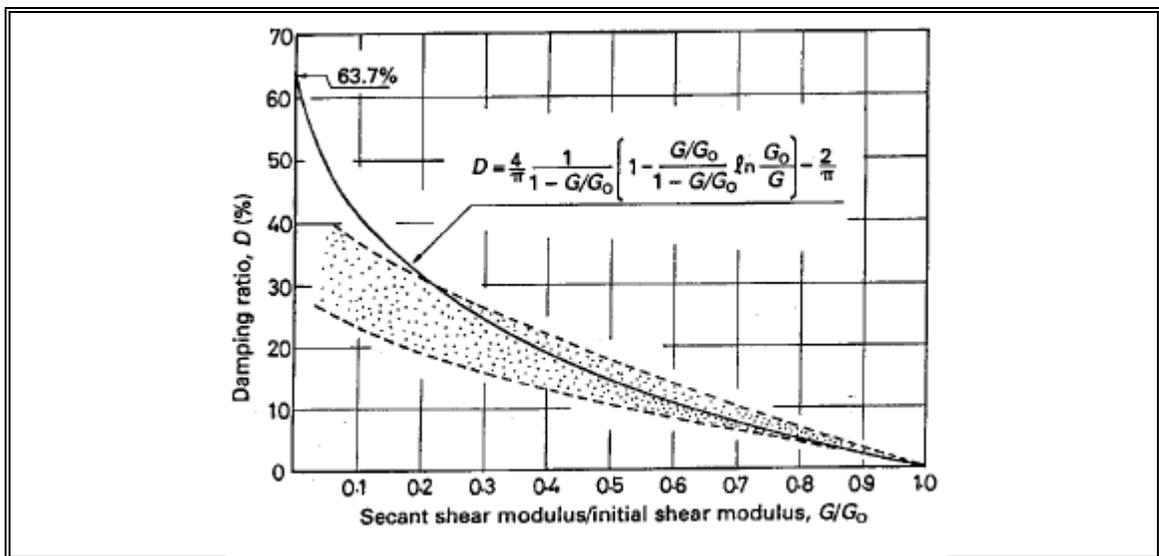


Figura 4.9: Razón de amortiguamiento histerético. Regla de Masing versus resultados experimentales. Ishihara (1982)

Debido a que el modelo hiperbólico es aproximadamente lineal para un nivel de deformaciones angulares bajo, y por lo tanto, prácticamente no produce amortiguamiento histerético, diferentes autores (Matasovic, 1993; Lanzo y Vucetic, 1999) recomiendan el uso de amortiguamiento Rayleigh con una razón de

amortiguamiento viscoso constante entre 1.5% a 4% a fin de evitar problemas numéricos y fenómenos no realistas de resonancia debido a la propagación de ondas. En esta investigación se utilizó una razón de amortiguamiento viscoso de 3% para los diferentes suelos involucrados.

Para la estructura de hormigón, que se ha modelado elástica lineal, se consideró como es tradicional, una razón de amortiguamiento viscoso del 5% (Chopra, 1995).

4.8.3 Modos de vibración

En el análisis dinámico de una estructura, es fundamental conocer sus modos de vibración. En este trabajo, para realizar el análisis modal de la estructura, se utilizó el programa ANSYS 11.0, lo cual permitió determinar los parámetros (α, β) de las ecuaciones (4.17) y (4.18) en base a las frecuencias obtenidas para el primer y tercer modo de vibrar.

4.9 Condiciones de borde de los modelos desarrollados

4.9.1 Caso estático

Como se mencionó con anterioridad, en el caso de muro apoyado sobre roca, el suelo de fundación no se modeló explícitamente. Se consideró, debido a la gran rigidez que presenta, un empotramiento perfecto en la base. En los límites laterales del modelo, se impusieron condiciones de borde de tipo rodillo, permitiendo el movimiento vertical y restringiendo el desplazamiento horizontal de los nodos (Figura 4.10).

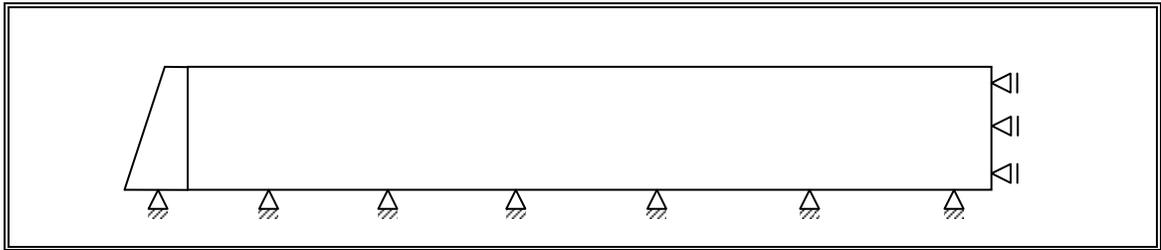


Figura 4.10: Condiciones de borde caso estático. Modelo de muro apoyado sobre roca

Para el caso de los modelos de muro apoyado sobre arena, en los límites laterales de los modelos analizados, se impusieron condiciones de borde de tipo rodillo. En el extremo inferior de los modelos, los grados de libertad se restringieron en su totalidad (Figura 4.11).

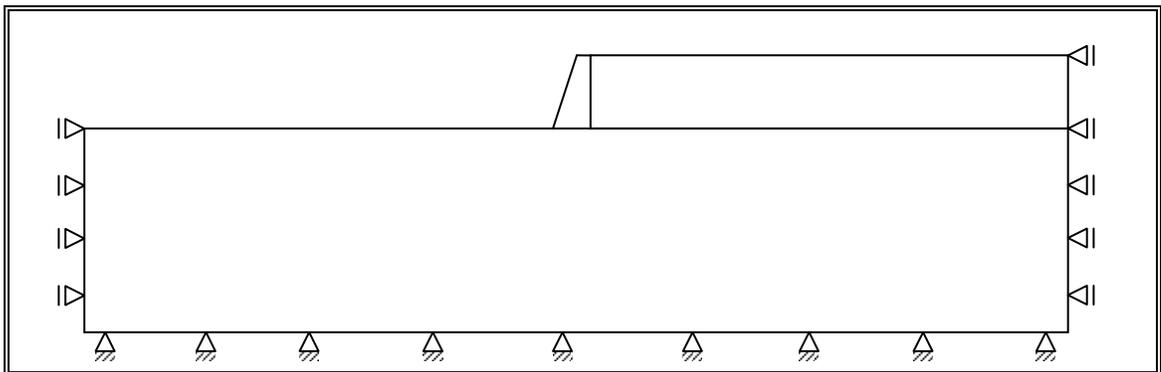


Figura 4.11: Condiciones de borde caso estático. Modelo muro apoyado sobre arena

4.9.2 Caso dinámico

Para que un modelo bidimensional de elementos finitos pueda representar adecuadamente el comportamiento sísmico de un conjunto suelo-estructura como el analizado, mediante un dominio de extensión finita, se requiere prestar la debida atención al fenómeno de reflexión artificial de ondas sísmicas, el cual puede afectar

significativamente los resultados obtenidos y, por consiguiente, poner en riesgo la validez del modelo desarrollado.

Para ayudar a minimizar los efectos del fenómeno mencionado con anterioridad, el programa PLAXIS dispone de bordes absorbentes, los cuales se han implementado en los límites laterales del modelo de acuerdo a la formulación propuesta por Lysmer y Kuhlemeyer (1969).

Los bordes absorbentes corresponden a amortiguadores viscosos, que proveen una fuerza ajustable en el tiempo según las direcciones de los ejes coordenados. Esta fuerza es proporcional a la velocidad de los nodos involucrados.

Lysmer y Kuhlemeyer (1969) plantearon que las tensiones normal y de corte absorbidas por un amortiguador en las direcciones perpendicular y paralela a los bordes del dominio son, respectivamente:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (4.20)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (4.21)$$

En las ecuaciones (4.20) y (4.21), ρ corresponde a la densidad del material, mientras que V_p y V_s son las velocidades de propagación de ondas de compresión y de corte, respectivamente, las cuales se obtienen según las ecuaciones:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{\text{oed}}}{\rho}} \quad ; \quad E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (4.22)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad ; \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.23)$$

Por su parte, C_1 y C_2 se denominan *coeficientes de relajación*, y tienen como objetivo mejorar el nivel de absorción que proveen los elementos. Cuando se está exclusivamente

en presencia de ondas de compresión que impactan perpendicularmente los bordes del dominio, no se requiere relajación y por consiguiente se utiliza $C_1 = C_2 = 1$. En cambio, cuando existen ondas de corte, los parámetros anteriores deben modificarse; en particular C_2 . No existe un criterio general acerca de los valores que deben tomar las constantes C_1 y C_2 . PLAXIS recomienda, en base a la experiencia de la que se dispone, el uso de $C_1 = 1$ y $C_2 = 0.25$ para la mayoría de las aplicaciones prácticas.

Como se ha señalado anteriormente, la sola utilización de esta herramienta, no garantiza una completa absorción de las ondas incidentes sobre los bordes del dominio, razón por la cual debe complementarse con un adecuado análisis previo de la extensión de la malla de elementos finitos para obtener resultados confiables.

4.10 Extensión de malla y tamaño máximo de los elementos finitos

En todos los casos analizados, se estudió previamente la extensión requerida de la malla de elementos finitos, con el propósito de descartar efectos de borde en los resultados numéricos.

Para el caso del modelo de muro apoyado sobre roca, se encontró que una extensión lateral adecuada del dominio es $8H$, donde H es la altura del muro (Figura 4.12). Para los demás modelos, a partir de las recomendaciones de Desai (1972), conocidos los parámetros H y T de cada uno de ellos, se encontró que una extensión lateral suficiente para el dominio se consigue con $n = 5$ (Figura 4.13).



Figura 4.12: Extensión de la malla de elementos finitos. Modelo de muro apoyado sobre roca

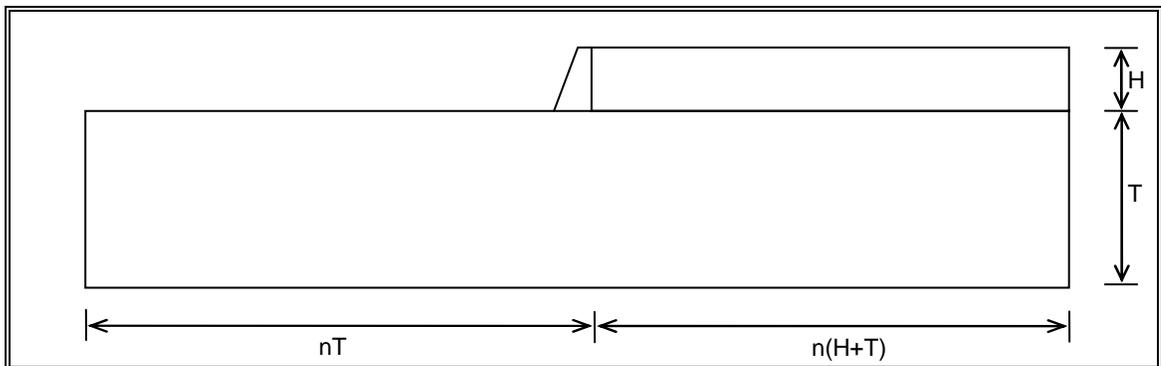


Figura 4.13: Extensión de la malla de elementos finitos. Modelo de muro apoyado sobre arena

Por otro lado, el tamaño máximo de los elementos finitos queda controlado por la longitud de las ondas de corte. En esta investigación, se siguieron las recomendaciones de Kuhlemeyer et. al (1973), quienes sugieren que para evitar problemas numéricos durante el fenómeno de propagación de ondas, la dimensión máxima de los elementos debe cumplir:

$$l_{\max} \leq \lambda / 5 \quad (4.24)$$

En la ecuación (4.24), se tiene que $\lambda = V_s / f_{\max}$, donde V_s es la velocidad de propagación de ondas de corte y f_{\max} la máxima frecuencia de interés en la respuesta. En este caso, se consideró un valor de f_{\max} igual a 10Hz.

4.11 Registros sísmicos utilizados

Para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras de contención modeladas, se utilizaron los registros sísmicos correspondientes al terremoto del 3 de marzo de 1985 obtenidos en roca (Tabla 3.1).

4.12 Prepulso de aceleración

Los registros sísmicos medidos, con frecuencia presentan aceleraciones iniciales distintas de cero, motivo por el cual debe incorporarse un prepulso de aceleración. De lo contrario, se producen distorsiones en los resultados numéricos debido a problemas con las condiciones iniciales de la estructura cuando se inicia el movimiento sísmico.

Sucede que si el suelo se encuentra en movimiento antes del instante inicial $t = 0$ del acelerograma, la estructura también lo está, pero se desconoce completamente su velocidad y desplazamiento.

Considerando el vibrador de un grado de libertad de la Figura 4.14, y teniendo en cuenta que $u = x - y$ es el desplazamiento lateral de la estructura, la ecuación diferencial del movimiento se escribir del modo siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{y} \quad (4.25)$$

En la ecuación (4.25), $\ddot{y}(t) = a(t)$ corresponde al acelerograma. De este modo, las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad de la estructura serían, respectivamente:

$$\begin{aligned} u(0) &= x(0) - y(0) \\ &= x(0) - d(0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \dot{u}(0) &= \dot{x}(0) - \dot{y}(0) \\ &= \dot{x}(0) - v(0) \end{aligned}$$

En las ecuaciones anteriores, los valores de desplazamiento inicial $d(0)$ y de velocidad inicial $v(0)$ del registro medido son conocidos. Si se supone, como en el caso de PLAXIS, que las condiciones iniciales de la estructura son nulas (reposo), resultaría que ésta tendría el mismo desplazamiento absoluto y velocidad absoluta que el suelo; lo cual es siempre falso, excepto en el caso de que la estructura sea infinitamente rígida. Por el contrario, si la estructura es infinitamente flexible, físicamente se espera que tanto $x(0)$ como $\dot{x}(0)$ sean nulos, ya que debido a su gran inercia, el suelo se desplaza pero la estructura queda en su posición inicial. En este caso, las condiciones iniciales apropiadas para el vibrador serían $u(0) = -d(0)$ y $\dot{u}(0) = -v(0)$.

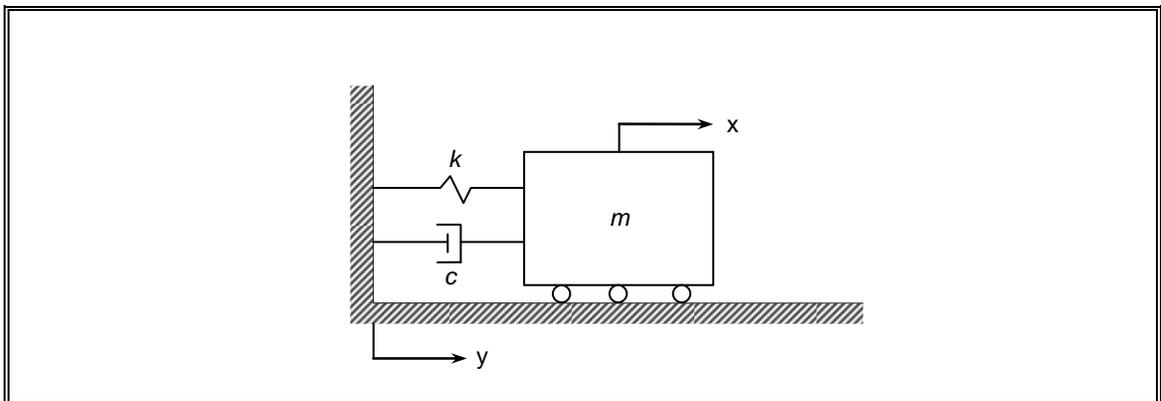


Figura 4.14: Vibrador de un grado de libertad

A partir de lo anterior se concluye que para cualquier estructura de rigidez intermedia, no existen condiciones iniciales apropiadas que puedan estimarse a priori. Por este motivo, Pecknold y Riddell (1978) proponen prefijar un pulso de aceleración que no agregue energía al sistema y que cumpla la función de hacer comenzar el registro sísmico con condiciones iniciales nulas. Para ello, se define:

$$a(t/h) = C_1 a(0) + C_2 v(0)/h + C_3 d(0)/h^2 \quad (4.26)$$

En la ecuación (4.26), h es la duración del pulso (se recomienda 2 segundos), $a(0)$, $v(0)$ y $d(0)$ son las condiciones iniciales del movimiento del suelo, y C_1 , C_2 y C_3 son coeficientes de influencia, los cuales se encuentran tabulados y se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Factores de influencia para prepulso de aceleración (Pecknold y Riddell, 1978)

t/h	C_1	C_2	C_3
0.00	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.12359	-1.01299	2.59740
0.10	0.19387	-1.64593	4.37457
0.15	0.21843	-1.94441	5.42265
0.20	0.20486	-1.95398	5.83276
0.25	0.16076	-1.72021	5.69606
0.30	0.09373	-1.28868	5.10367
0.35	0.01135	-0.70494	4.14673
0.40	-0.07877	-0.01458	2.91638
0.45	-0.16905	0.73684	1.50376
0.50	-0.25188	1.50376	0.00000
0.55	-0.31967	2.24060	-1.50376
0.60	-0.36484	2.90180	-2.91638
0.65	-0.37977	3.44179	-4.14673
0.70	-0.35688	3.81499	-5.10367
0.75	-0.28858	3.97585	-5.69606
0.80	-0.16727	3.87879	-5.83276
0.85	0.01465	3.47824	-5.42265
0.90	0.26478	2.72864	-4.37457
0.95	0.59069	1.58442	-2.59740
1.00	1.00000	0.00000	0.00000

5 CALIBRACION DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

En toda modelación de tipo numérica, se hace indispensable verificar el correcto funcionamiento de los programas computacionales utilizados con resultados teóricos conocidos y/o con la experimentación para algunos casos particulares (Rodríguez-Roa, 1984). En la presente investigación, se han estudiado tres problemas para cumplir con este requisito básico, los cuales se describen a continuación.

5.1 Bloque deslizante para la verificación estática de los elementos interfaz

Se consideró un bloque rígido de hormigón, de largo 4m, alto 1m, y ancho 1m, simplemente apoyado sobre un plano horizontal (Figura 5.1). Este bloque fue sometido a un desplazamiento lateral en su extremo izquierdo. El contacto entre el bloque y la base fue modelado mediante elementos interfaz. Se consideró que las tensiones iniciales en el bloque eran solamente debidas a su peso propio.

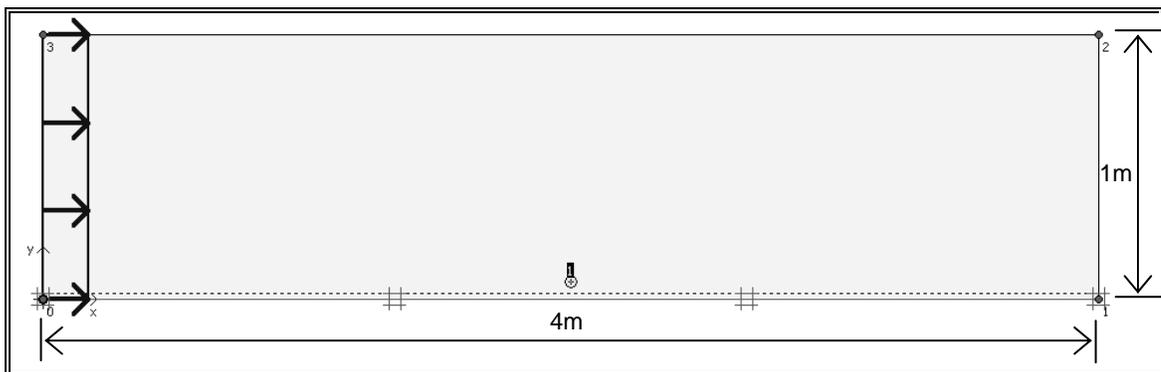


Figura 5.1: Bloque deslizante considerado

Las propiedades de los materiales involucrados en el problema son:

– Bloque: $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$; $E = 30 \frac{GN}{m^2}$; $\nu = 0$

– Interfaz: $E = 3.0 \frac{GN}{m^2}$; $\nu = 0.45$; $\delta = 26.6^\circ$; $c = 2.5 \frac{kN}{m^2}$

La Figura 5.2 muestra la malla de elementos finitos generada. Se utilizaron elementos triangulares de 6 nodos con sus respectivos elementos interfaz.

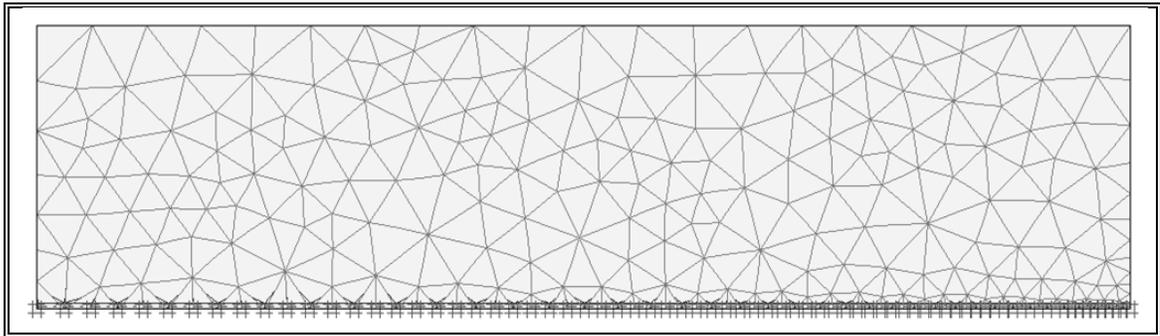


Figura 5.2: Bloque deslizante. Malla de elementos finitos

La Figura 5.3 muestra la evolución de la fuerza horizontal aplicada hasta alcanzar la falla. El valor entregado por PLAXIS es $(F_{\text{falla}})_{\text{PLAXIS}} = 60.07 \text{ kN/m}^2$. Por su parte, el valor teórico puede calcularse como:

$$(F_{\text{falla}})_{\text{teórico}} = c \times L + W \tan \delta = 2.5 \frac{kN}{m^2} \times 4m + 100 \frac{kN}{m} \times 0.5 = 60 \frac{kN}{m}$$

Se observa que ambos resultados concuerdan perfectamente bien.

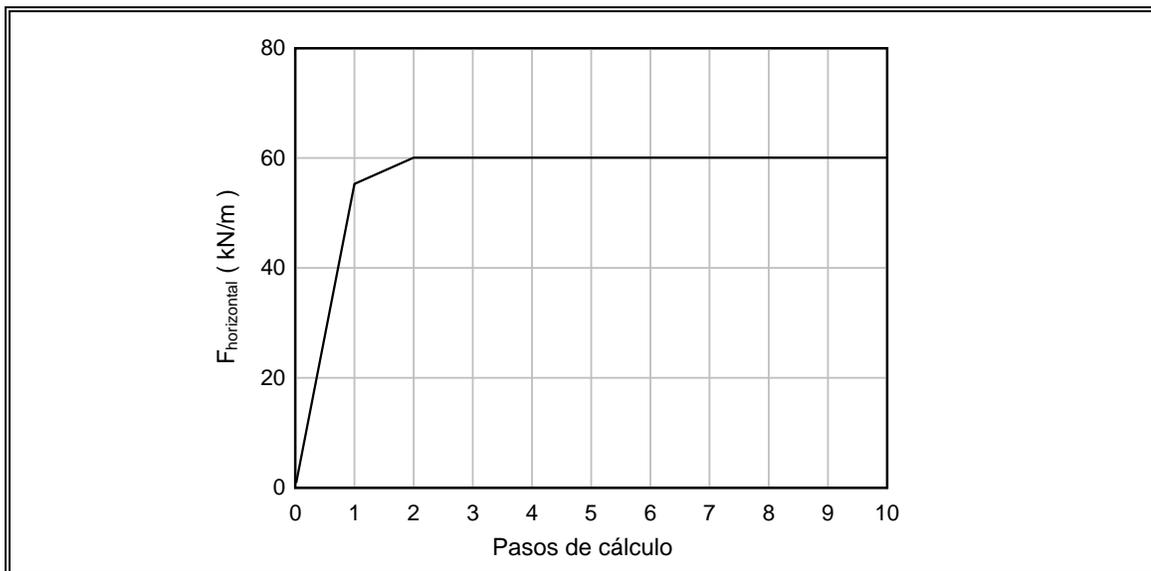


Figura 5.3: Bloque deslizante. Evolución de la fuerza incremental aplicada según PLAXIS.

5.2 Bloque deslizante para la verificación dinámica de los elementos interfaz

Se consideró el mismo bloque del problema anterior, sometido en este caso a una aceleración basal horizontal de forma sinusoidal, de período $T = 0.5s$ y amplitud igual a 400 cm/s^2 (Figura 5.4). Este bloque comienza a deslizar con una aceleración superior a $0.6g = 588 \text{ cm/s}^2$.

En este problema se compararon los desplazamientos relativos horizontales calculados mediante el software PLAXIS con aquellos que se obtienen por medio de la utilización del método del bloque deslizante de Newmark (Figura 5.5). Es posible observar que PLAXIS se ajusta de muy buena forma a los resultados obtenidos con el método de Newmark.

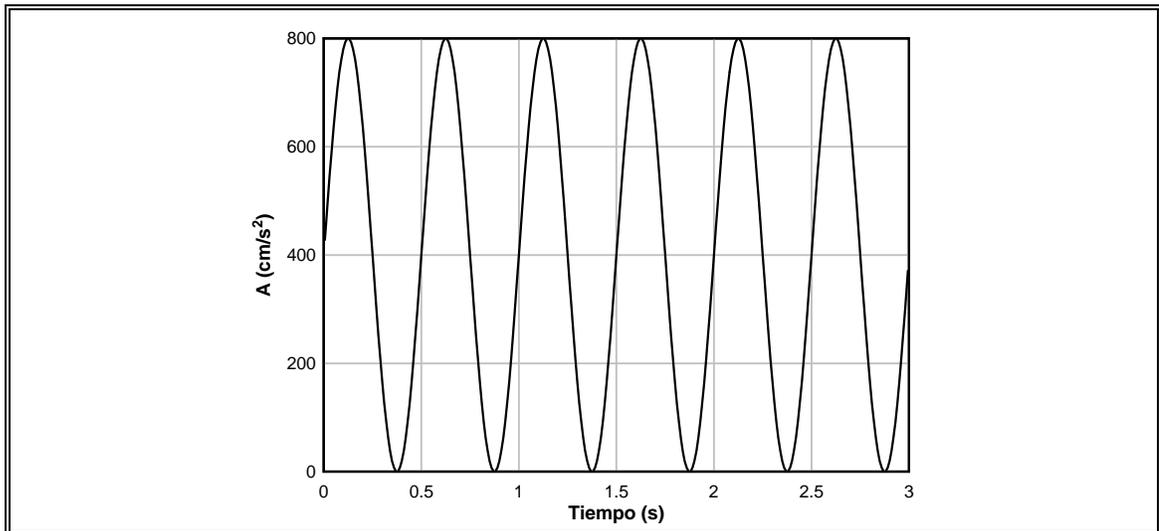


Figura 5.4: Bloque deslizante. Pulso de aceleración.

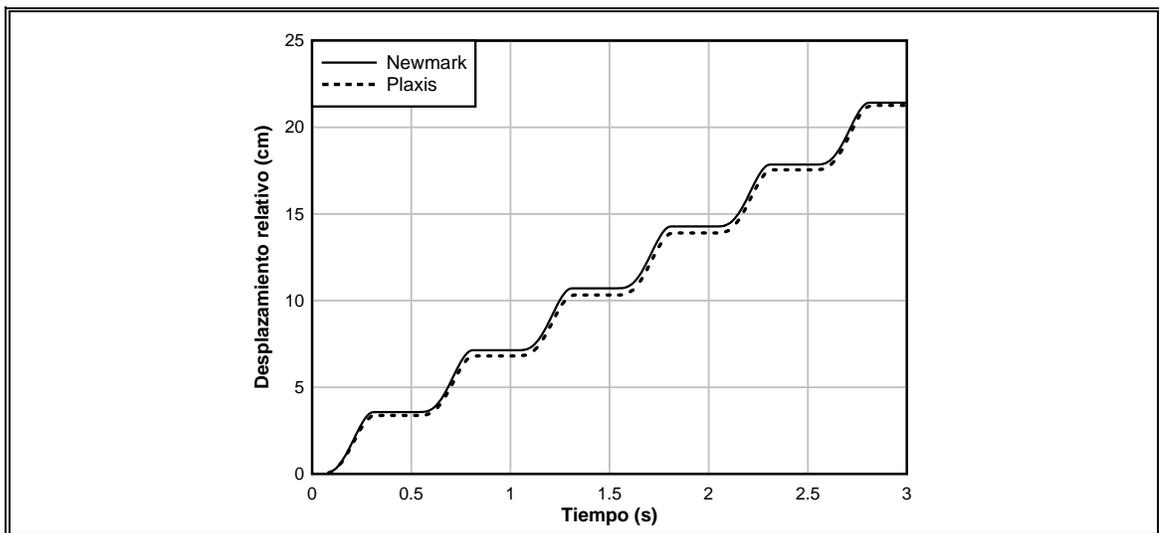


Figura 5.5: Comparación desplazamientos. Método de Newmark versus PLAXIS

5.3 Determinación de la velocidad de propagación de ondas Rayleigh en un medio elástico homogéneo

Se consideró un modelo axil-simétrico de un depósito de suelo elástico y homogéneo de 70m de radio y 40m de alto, sometido a un pulso vertical de compresión de forma triangular en su centro de simetría, de amplitud máxima 100 kN y duración $t = 0.005s$. Se dispuso de bordes laterales absorbentes, con el objeto de evitar la reflexión de las ondas incidentes sobre los bordes del dominio.

Las propiedades elásticas adoptadas para el suelo fueron: $E = 1000 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$, $\nu = 0.25$.

La Figura 5.6 muestra la geometría del modelo y la malla de elementos finitos confeccionada.

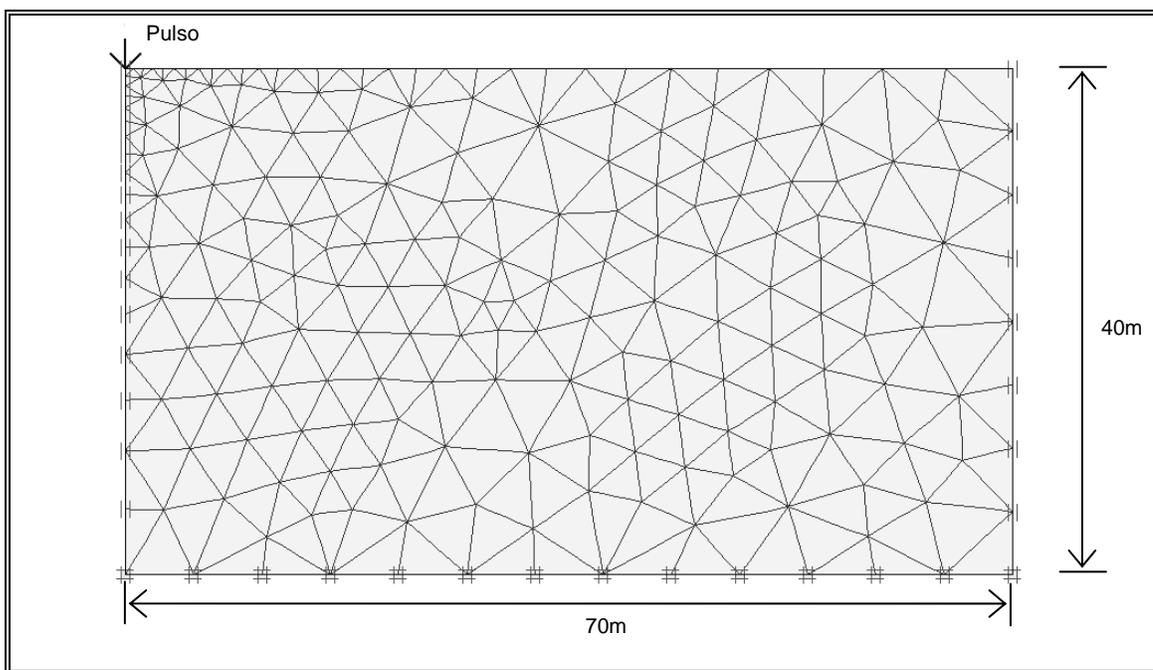


Figura 5.6: Propagación de ondas Rayleigh. Geometría y malla usada para el modelo

Se consideraron dos puntos de control en la superficie del terreno, situados a 5.27m y a 7.68m de la ubicación de la carga. La Figura 5.7 muestra los desplazamientos verticales de estos puntos en función del tiempo.

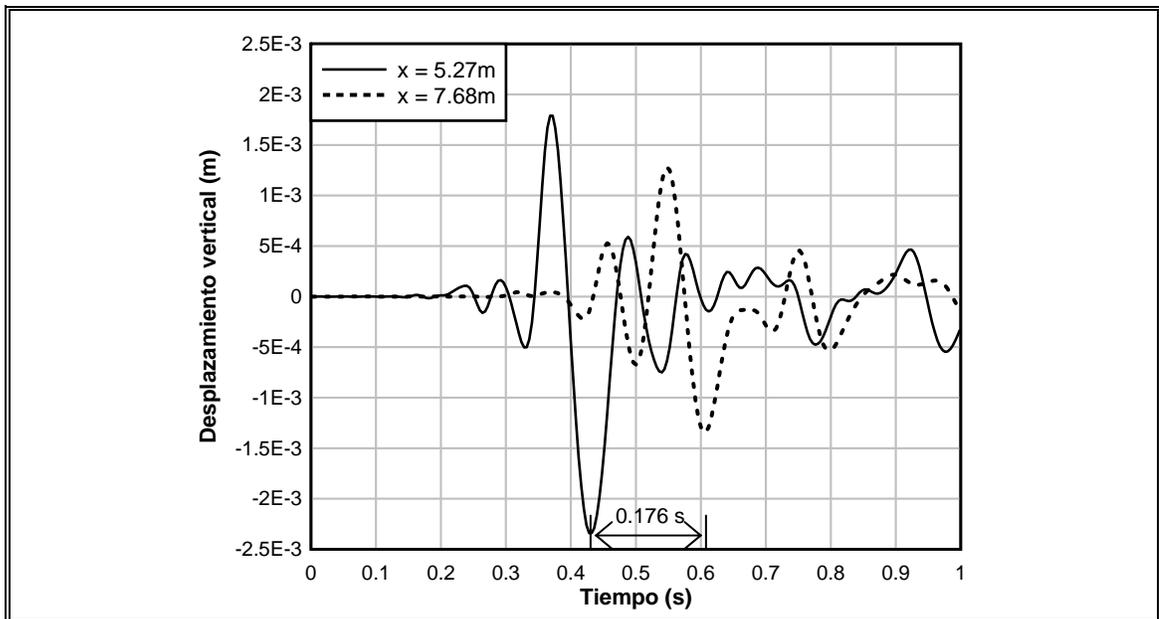


Figura 5.7: Cálculo de V_R en un medio elástico utilizando PLAXIS

Conociendo el tiempo que demora la onda en viajar entre estos dos puntos, se puede determinar la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh del modo siguiente:

$$(V_R)_{\text{PLAXIS}} = \frac{7.68\text{m} - 5.27\text{m}}{0.176\text{s}} = 13.69 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Este valor se ajusta muy bien al valor teórico obtenido por Knopoff (1952; 1954):

$$V_R = 0.54V_P \quad , \quad V_P = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}}$$

El cual, para este caso, resulta $V_R = 13.43 \text{ m/s}$.

5.4 Comentarios

Se verificó el correcto desempeño del programa PLAXIS mediante la resolución de los tres problemas anteriormente enunciados. Ello permitió corroborar el buen funcionamiento de aspectos del software de vital importancia para el desarrollo de la presente investigación, tales como los elementos interfaz, el módulo de integración en el tiempo y los bordes absorbentes de ondas sísmicas.

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Método del bloque deslizando de Newmark

En los apartados que siguen a continuación se entregan los desplazamientos sísmicos obtenidos en muros de contención apoyados sobre Suelos Tipo I, II y III, según la definición dada por la norma NCh433 of.96. En estos análisis la estructura se caracteriza por el coeficiente pseudoestático horizontal crítico, k_y .

Los resultados numéricos obtenidos se comparan con las disposiciones de diseño vigentes en Chile, contenidas en el Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas, 2008).

6.1.1 Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo I, en función del coeficiente pseudoestático horizontal crítico k_y , y de la amplitud máxima A de la historia de aceleraciones considerada.

La Figura 6.1 muestra los desplazamientos Δ_s obtenidos para un muro de contención apoyado sobre Suelo Tipo I por medio de la utilización del método de Newmark, en base a los diferentes registros sísmicos considerados. En dicha figura se observa que el sismo más demandante corresponde a la componente N70E del registro de la Universidad Técnica Federico Santa María. Sin embargo, los demás registros analizados entregan desplazamientos bastante menores, por lo cual se propone usar conservadoramente una envolvente de diseño que en cierta forma permite tener en cuenta esta situación.

Al comparar la envolvente propuesta con la expresión contenida en el Manual de Carreteras del MOP, es posible apreciar que esta última corresponde aproximadamente a una demanda promedio de los registros considerados (Figuras 6.2 y 6.3).

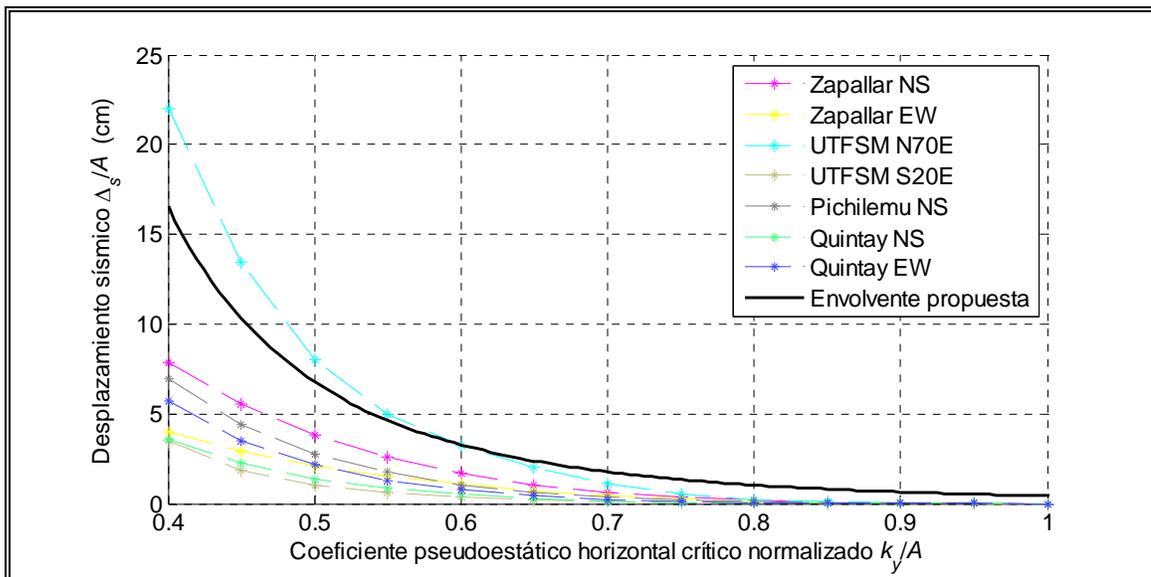


Figura 6.1: Envolvente propuesta. Suelo Tipo I

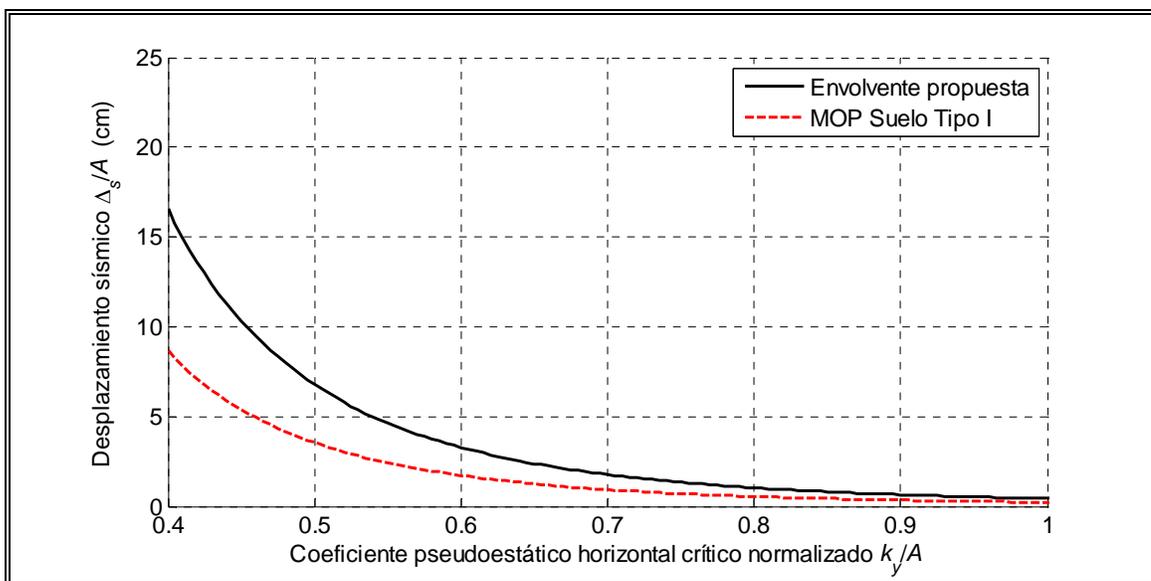


Figura 6.2: Comparación entre envolvente propuesta y curva MOP. Suelo Tipo I

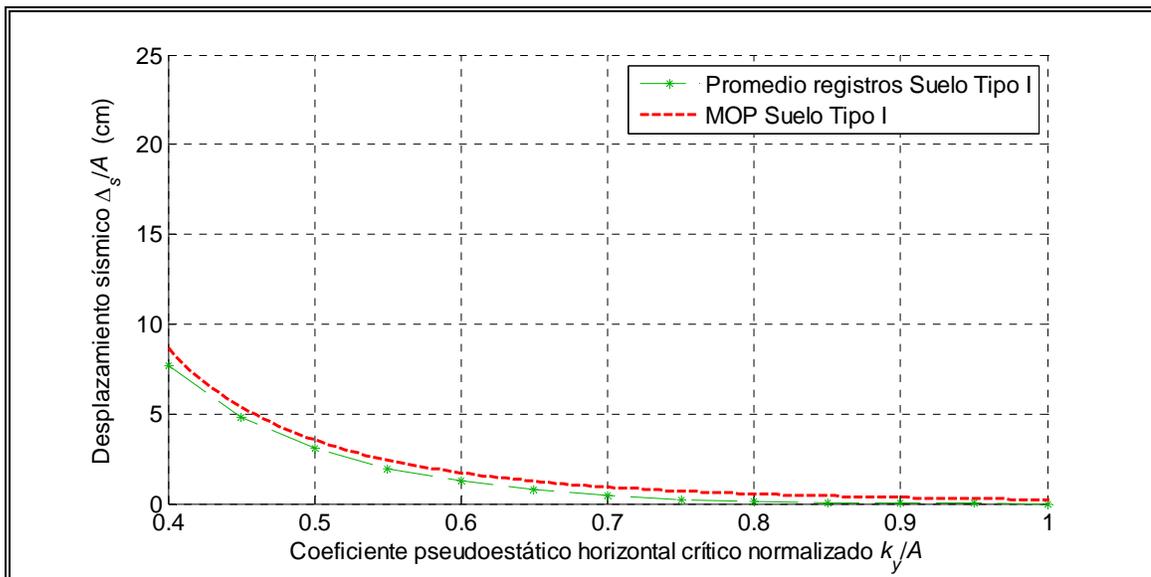


Figura 6.3: Promedio de registros considerados y curva MOP. Suelo Tipo I

6.1.2 Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo II, en función del coeficiente pseudoestático horizontal crítico k_y , y de la amplitud máxima A de la historia de aceleraciones considerada.

La Figura 6.4 muestra los desplazamientos Δ_s obtenidos para un muro de contención apoyado sobre Suelo Tipo II por medio de la utilización del método de Newmark, en base a los diferentes registros sísmicos considerados.

En este caso, dentro de la categoría de Suelo Tipo II, se incluyeron registros sísmicos obtenidos tanto en grava densa como en arena densa. De los resultados obtenidos puede apreciarse que, de acuerdo al método del bloque deslizante de Newmark, no existe motivo para hacer diferencias entre estos suelos. De hecho, de la Figura 6.4 puede verse que el registro más demandante del conjunto considerado, corresponde a la componente EW del registro de Melipilla, que ha sido obtenido en grava densa.

En la Figura 6.5 se compara la envolvente propuesta con las curvas de diseño recomendadas por el Manual de Carreteras del MOP. Se observa que ellas sobreestiman de manera importante los desplazamientos que cabría esperar en arenas densas de acuerdo al método del bloque deslizante de Newmark y que, por otro lado, subestiman los desplazamientos esperados en gravas densas.

Por los motivos anteriormente señalados, se propone una única envolvente de diseño para muros sobre Suelo Tipo II.

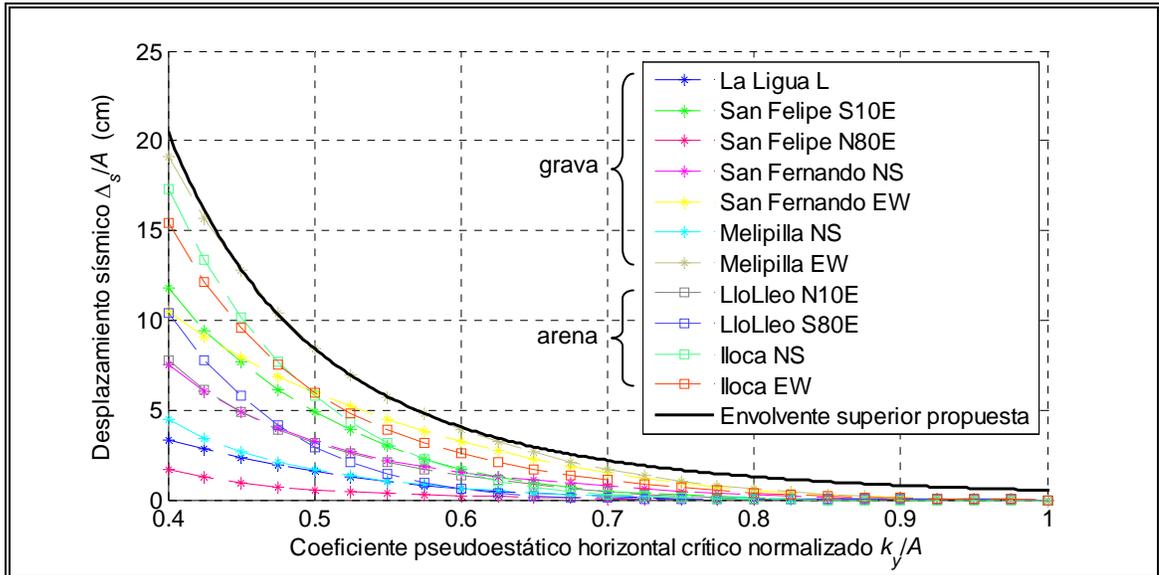


Figura 6.4: Envolvente propuesta. Suelo Tipo II

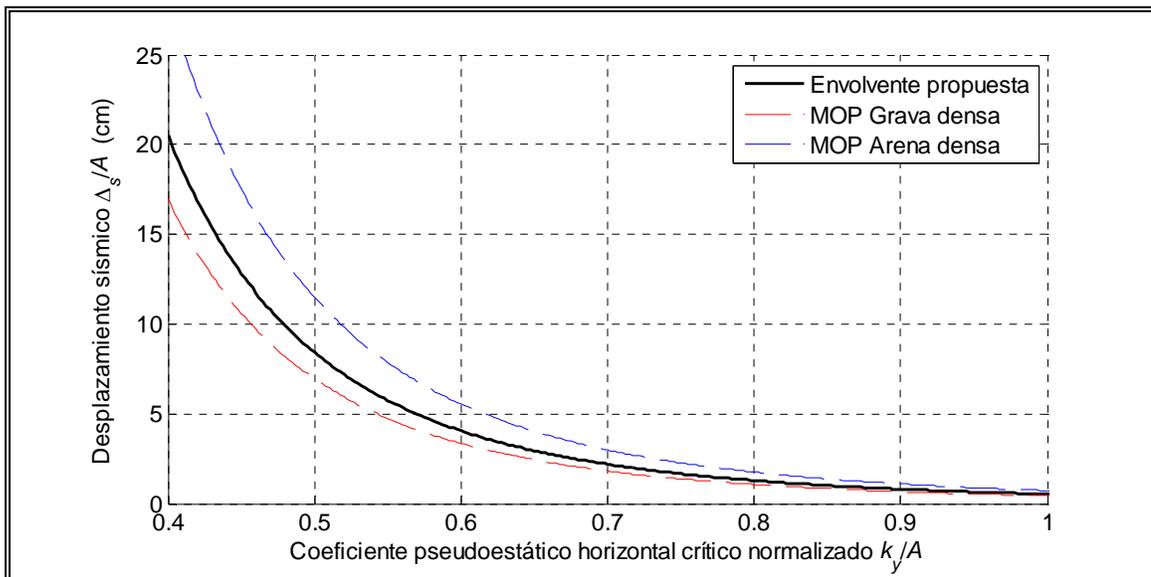


Figura 6.5: Comparación entre envolvente propuesta y curvas MOP. Suelo Tipo II

6.1.3 Desplazamientos Δ_s obtenidos para muros apoyados sobre Suelo Tipo III, en función del coeficiente pseudoestático horizontal crítico k_y , y de la amplitud A de la historia de aceleraciones considerada.

La Figura 6.6 muestra los desplazamientos Δ_s obtenidos para un muro de contención apoyado sobre Suelo Tipo III por medio de la utilización del método de Newmark, en base a los diferentes registros sísmicos considerados.

En la Figura 6.7 se observa que al igual que para el caso de arena densa en suelo Tipo II, la relación propuesta por el Manual de Carreteras del MOP sobreestima de manera importante los desplazamientos esperados en suelo Tipo III.

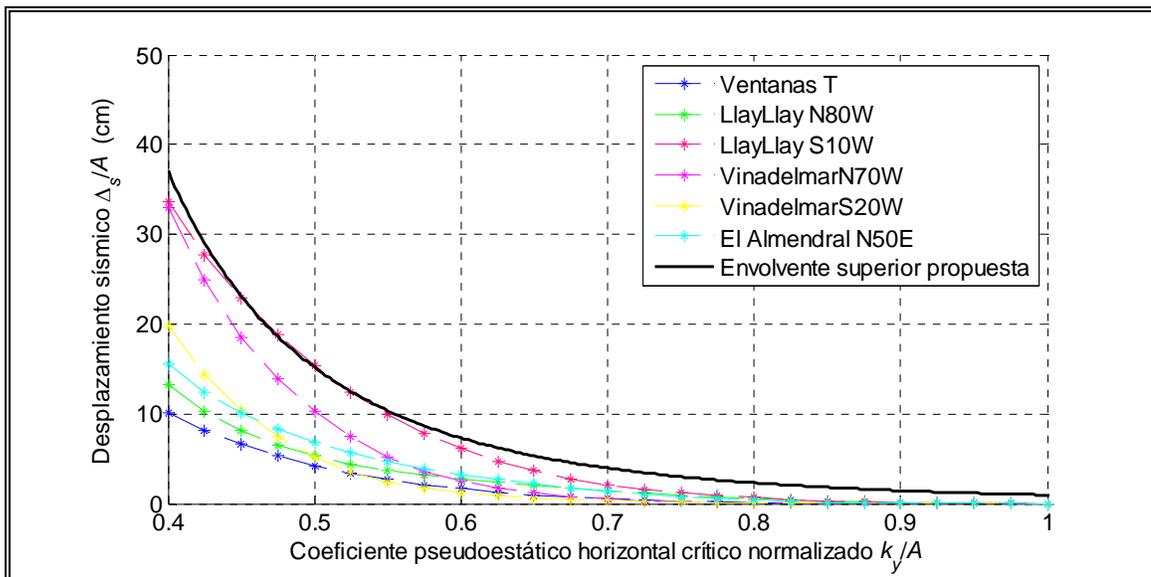


Figura 6.6: Envolvente propuesta. Suelo Tipo III

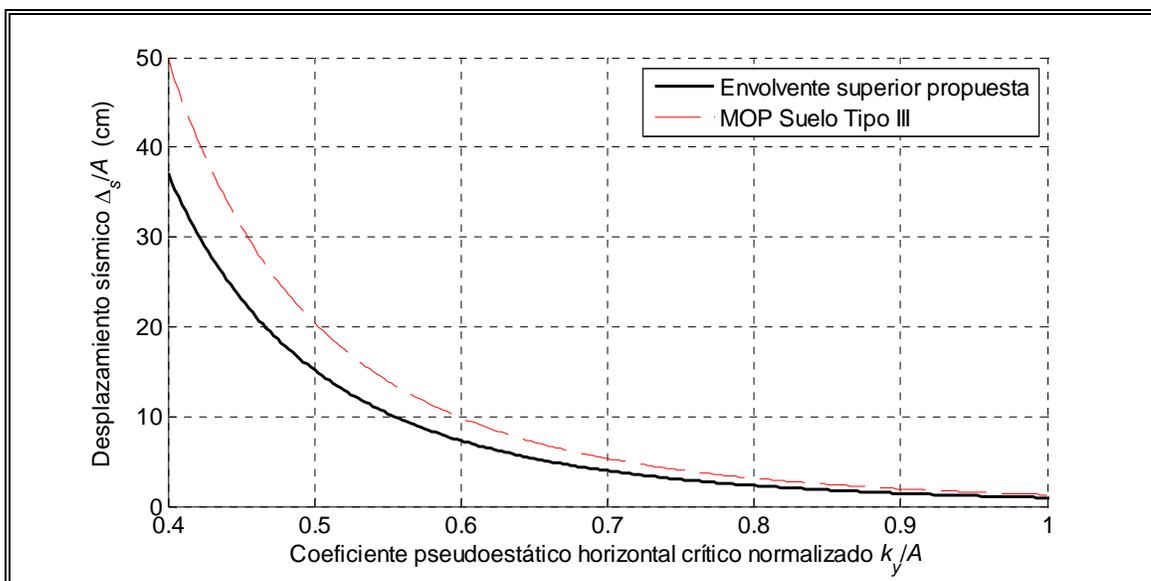


Figura 6.7: Comparación entre envolvente propuesta y curva MOP. Suelo Tipo III

6.1.4 Resumen envolventes propuestas para diseño.

La Figura 6.8 muestra las envolventes propuestas para cada tipo de suelo.

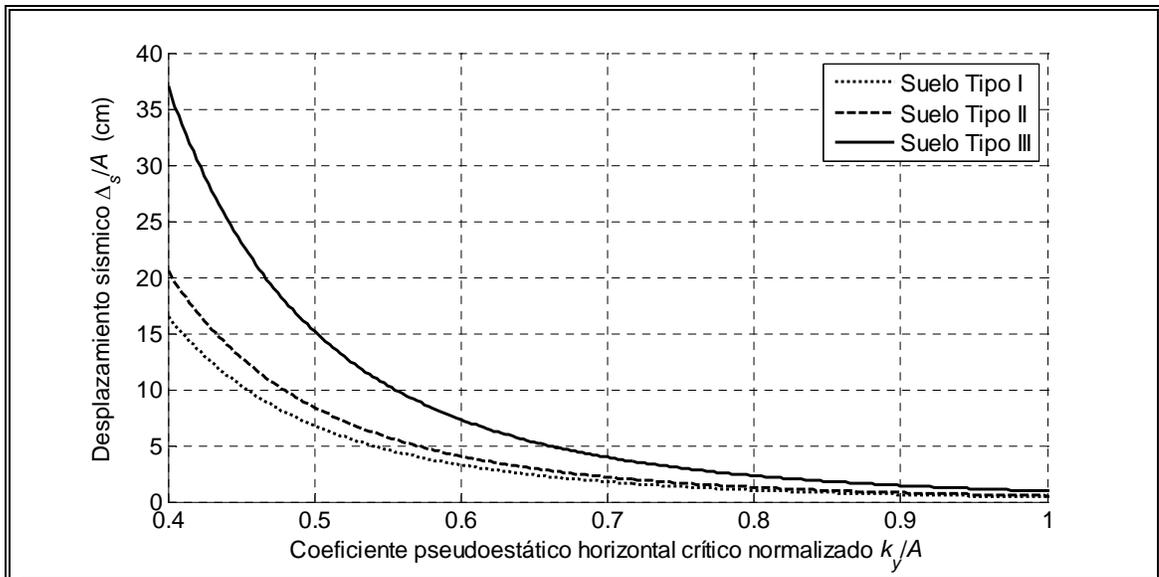


Figura 6.8: Envolventes de diseño propuestas según tipo de suelo

En base a la expresión propuesta por Richards y Elms (1979) (ec. 2.39), a dichas envolventes se les ajustó la siguiente expresión analítica:

$$\frac{\Delta_s}{A} = \text{cte} \cdot \left(\frac{V}{A}\right)^2 \left(\frac{k_y}{A}\right)^{-4} \quad (6.1)$$

en donde los parámetros V/A y cte se indican en la Tabla 6.1 para los distintos tipos de suelo considerados.

Tabla 6.1: Parámetros a utilizar para envolventes de diseño propuestas según tipo de suelo

	cte	V/A (cm/s)
Suelo Tipo I	6.625×10^{-5}	80
Suelo Tipo II	7.280×10^{-5}	85
Suelo Tipo III	6.584×10^{-5}	120

6.1.5 Comentarios generales

Se observa que desde el punto de vista teórico, las expresiones propuestas por Richards y Elms (1979) y por Whitman y Liao (1985), sugieren que los desplazamientos relativos son proporcionales al cuadrado de la velocidad máxima del registro, y que por lo tanto, para un mismo valor de aceleración máxima del suelo, el registro con mayor velocidad máxima debiese producir mayor desplazamiento. A lo largo del tiempo, los investigadores han seguido esta idea de Newmark (1965), quien a partir del problema de un bloque deslizante rígido sometido a un pulso rectangular de aceleración, hizo una extensión al caso de un registro sísmico cualquiera. Sin embargo, en la presente investigación se ha podido comprobar que en general esto no es cierto. Los registros utilizados fueron todos escalados a la misma aceleración máxima y no resultó posible establecer una relación directa entre la velocidad máxima del registro y el desplazamiento o daño observado.

Se ha observado una no-linealidad de los resultados con la razón k_y/A , la cual aumenta en la medida en que este cociente disminuye. También, en las Figuras 6.1, 6.4 y 6.6, se aprecian algunos traslapes entre curvas, lo cual indica que ciertos sismos resultan más dañinos que otros sólo en un determinado rango de valores de k_y/A .

Otros factores influyeron significativamente fueron la duración, número y distribución de pulsos del registro sísmico. Sin embargo, resultaría complejo cuantificar y

eventualmente incluir este tipo de efectos en las envolventes de diseño, las cuales están relacionadas con las ordenadas espectrales. Para conseguir este propósito, se necesitaría recurrir a otro tipo de parámetros de evaluación de daño de un terremoto. Aún cuando en la literatura existen variados índices de intensidad del movimiento del suelo (Riddell, 2007), la dependencia no-lineal de la respuesta con el cociente k_y/A sugiere un estudio mucho más acabado de la relación de estos índices con los desplazamientos sísmicos calculados a partir del método del bloque deslizante de Newmark, lo cual se estima puede ser motivo de futuras investigaciones.

6.2 Método de Elementos Finitos

6.2.1 Muro apoyado sobre roca

Para efectuar este análisis se han considerado dos tipos de modelos, con muros de alturas $H = 3\text{m}$ y $H = 5\text{m}$. La Figura 6.9 muestra la geometría de las estructuras estudiadas.

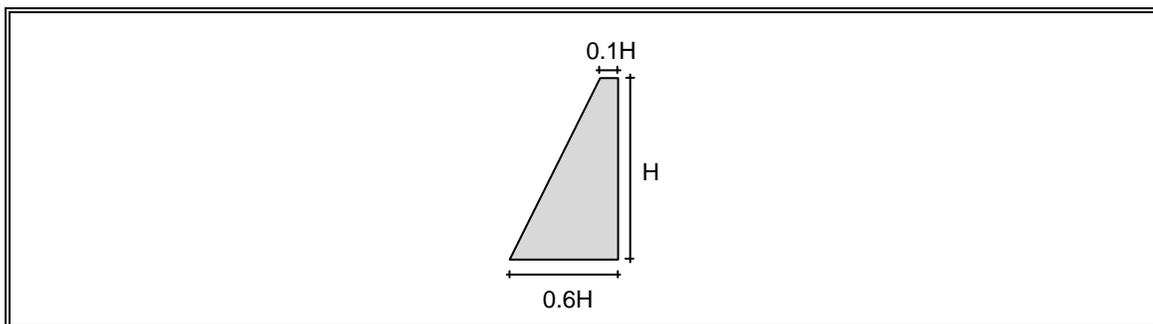


Figura 6.9: Geometría de muros gravitacionales apoyados sobre roca

Se escogieron dos sismos para evaluar el comportamiento de las estructuras analizadas, los cuales corresponden a la componente N70E del registro de la Universidad Técnica Federico Santa María, y la componente NS del registro de Quintay. Estos registros fueron escalados a aceleraciones máximas de 0.2g, 0.3g y 0.4g, de acuerdo a la

zonificación sísmica del país establecida en la norma NCh433 of.96. Ello, con el propósito de poder representar diferentes niveles de demanda sísmica, de modo de obtener un rango amplio de resultados para eventuales consideraciones de diseño posteriores.

La Figura 6.10 y Figura 6.11 muestran las mallas de elementos finitos utilizadas en los modelos desarrollados.

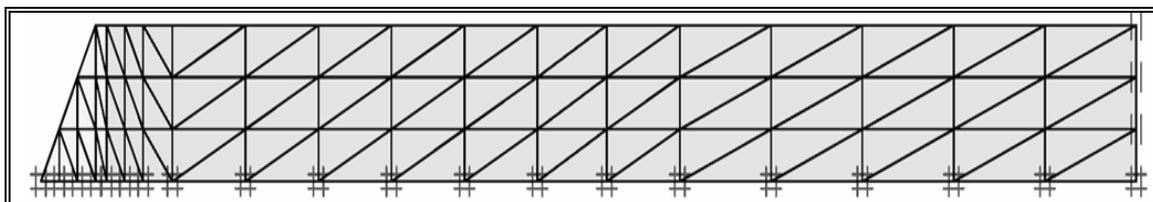


Figura 6.10: Malla de elementos finitos. Muro sobre suelo tipo I. Muro H=3m

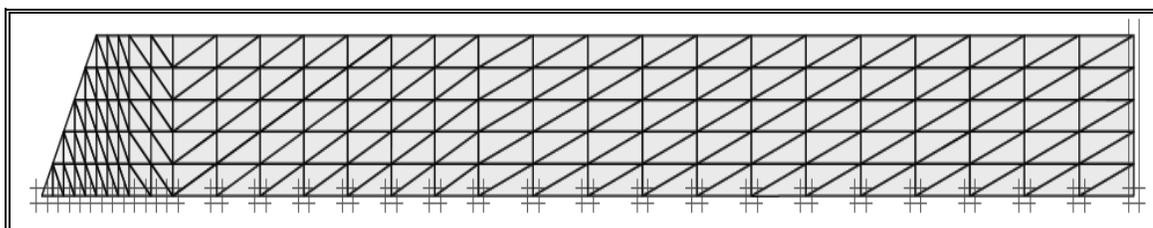


Figura 6.11: Malla de elementos finitos. Muro sobre suelo tipo I. Muro H=5m

En este caso, las dos estructuras de contención modeladas poseen el mismo coeficiente de aceleración crítica horizontal $k_y = 0.257$, el cual fue obtenido iterativamente utilizando para el cálculo de empujes sísmicos el método de Mononobe-Okabe (1926).

Las figuras 6.17 a 6.20 muestran los desplazamientos relativos obtenidos entre la estructura de contención y el suelo de fundación para los distintos modelos y valores de aceleración máxima con que se escalaron los sismos considerados en el análisis.

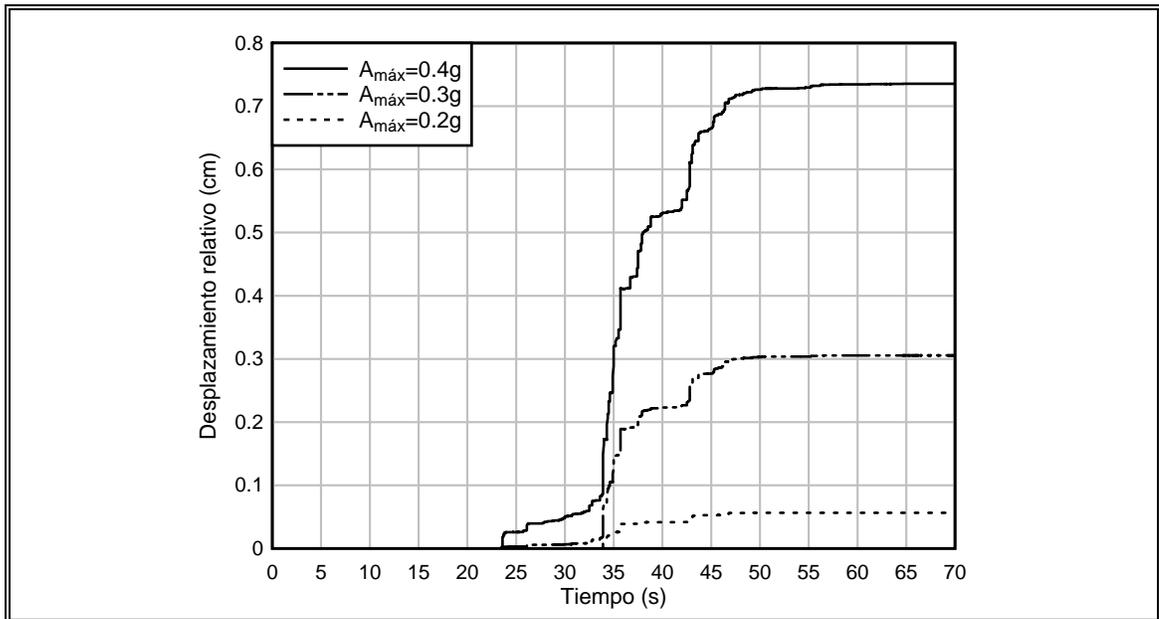


Figura 6.12: Resultados Quintay NS. Muro $H = 3m$ sobre roca, $k_y = 0.257$

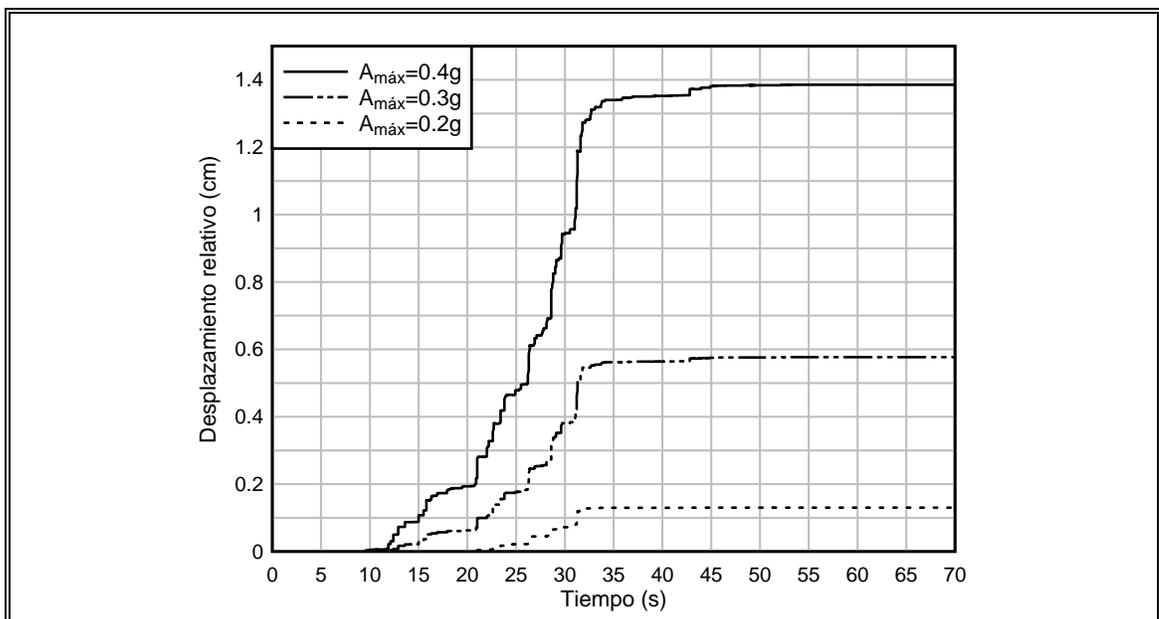


Figura 6.13: Resultados UTFSM N70E. Muro $H = 3m$ sobre roca, $k_y = 0.257$

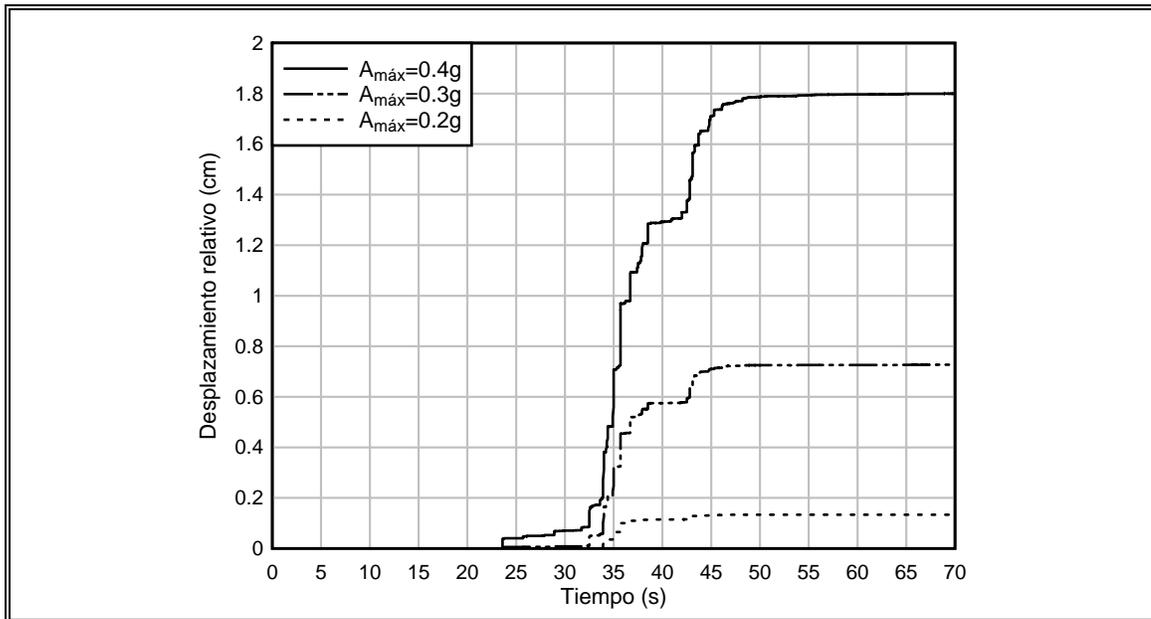


Figura 6.14: Resultados Quintay NS. Muro $H = 5m$ sobre roca, $k_y = 0.257$

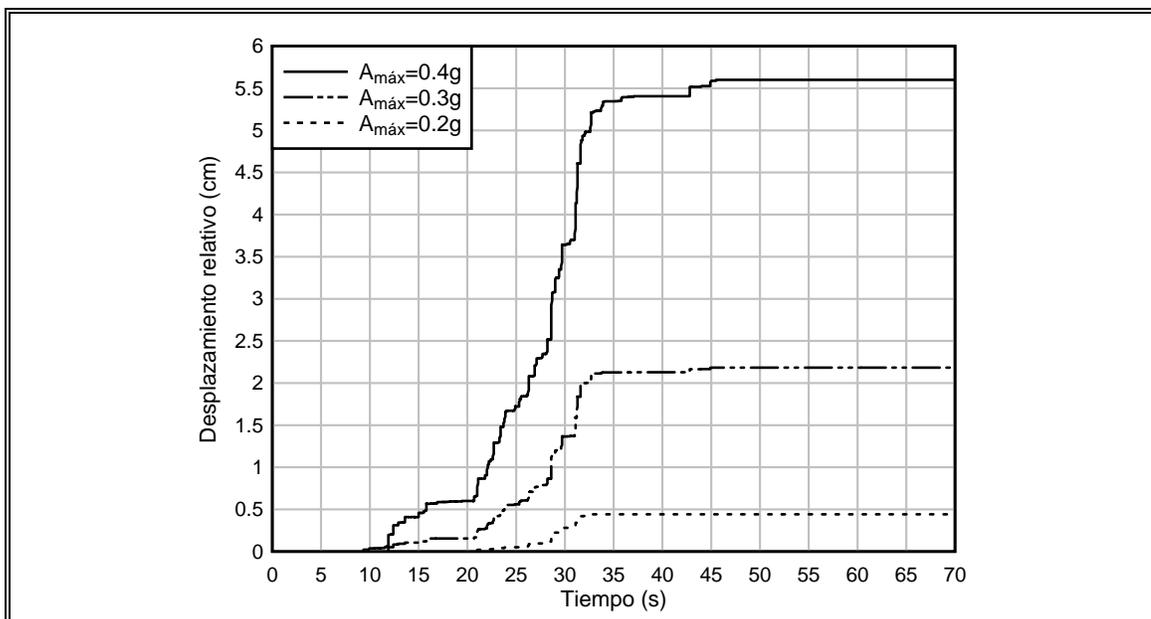


Figura 6.15: Resultados UTFSM N70E. Muro $H = 5m$ sobre roca, $k_y = 0.257$

En primer lugar se aprecia, en concordancia a lo observado en la sección 6.1, que resulta más dañino el registro de la UTFSM que el registro de Quintay para ambas alturas de muro consideradas.

También, resulta notoria la no-linealidad de los resultados obtenidos con la razón k_y/A . En particular, los casos estudiados correspondieron a cuocientes $k_y/A = 0.64, 0.86$ y 1.29 . En todos los modelos desarrollados, se puede apreciar que para el caso $A_{m\acute{a}x} = 0.2g$, los desplazamientos relativos producidos son muy bajos y en algunos casos numéricamente despreciables, lo cual coincide con la idea del método del bloque deslizante de Newmark, que para razones k_y/A iguales o superiores a la unidad, predice desplazamientos nulos. Sin embargo, ya para el caso $A_{m\acute{a}x} = 0.3g$ los desplazamientos empiezan a ser de relativa importancia, especialmente para el muro de altura $H = 5m$. Para el caso $A_{m\acute{a}x} = 0.4g$ se registran desplazamientos relativos considerables que pueden llegar incluso a superar los 5cm en el caso del registro de la UTFSM.

Los desplazamientos entregados por el método del bloque deslizante de Newmark para los casos analizados resultan en general bajos y no logran aproximar de buena manera a aquellos obtenidos por medio de los modelos de elementos finitos (Tablas 6.2 y 6.3).

Tabla 6.2: Desplazamientos relativos (cm). Método de Newmark versus Elementos finitos. Suelo tipo I. Modelo $H = 3m$

k_y/A	Método de Newmark		Elementos Finitos	
	UTFSM N70E	Quintay NS	UTFSM N70E	Quintay NS
0.64	0.855	0.132	1.385	0.736
0.86	0.022	0.003	0.577	0.306
1.29	0	0	0.130	0.056

Tabla 6.3: Desplazamientos relativos (cm). Método de Newmark versus Elementos finitos. Suelo tipo I. Modelo $H = 5\text{m}$

k_v/A	Método de Newmark		Elementos Finitos	
	UTFSM N70E	Quintay NS	UTFSM N70E	Quintay NS
0.64	0.855	0.132	5.601	1.800
0.86	0.022	0.003	2.184	0.727
1.29	0	0	0.443	0.134

Además de lo anterior, se observa que para los casos analizados, en la medida que la altura del muro es mayor, las diferencias evidenciadas entre los dos métodos aumentan, pese a que se trabaja con un mismo valor de k_v . Esto se debe a que el método de Newmark no considera el comportamiento dinámico ni la deformabilidad del relleno de trasdós, mientras que el análisis por elementos finitos da cuenta de la importancia de estos aspectos por medio de los fenómenos de amplificación dinámica y desfase en la respuesta sísmica. Conforme la altura del relleno aumenta, este se vuelve más flexible y, por consiguiente, tanto sus modos de vibración como la forma en que responde a la excitación sísmica varían, lo cual altera la distribución y cantidad de pulsos de aceleración a los cuales queda sometida la estructura de contención.

Las Figuras 6.16 y 6.17 muestran la historia de aceleraciones horizontales en la base del muro y en un punto situado tras el muro de contención a una altura de $0.7H$ para el registro UTFSM N70E escalado una aceleración máxima $A_{m\acute{a}x} = 0.4g$. Se observa que el relleno modifica de manera importante el patrón de aceleraciones impuesto por el sismo generando amplificaciones de un 21% en el valor de $A_{m\acute{a}x}$.

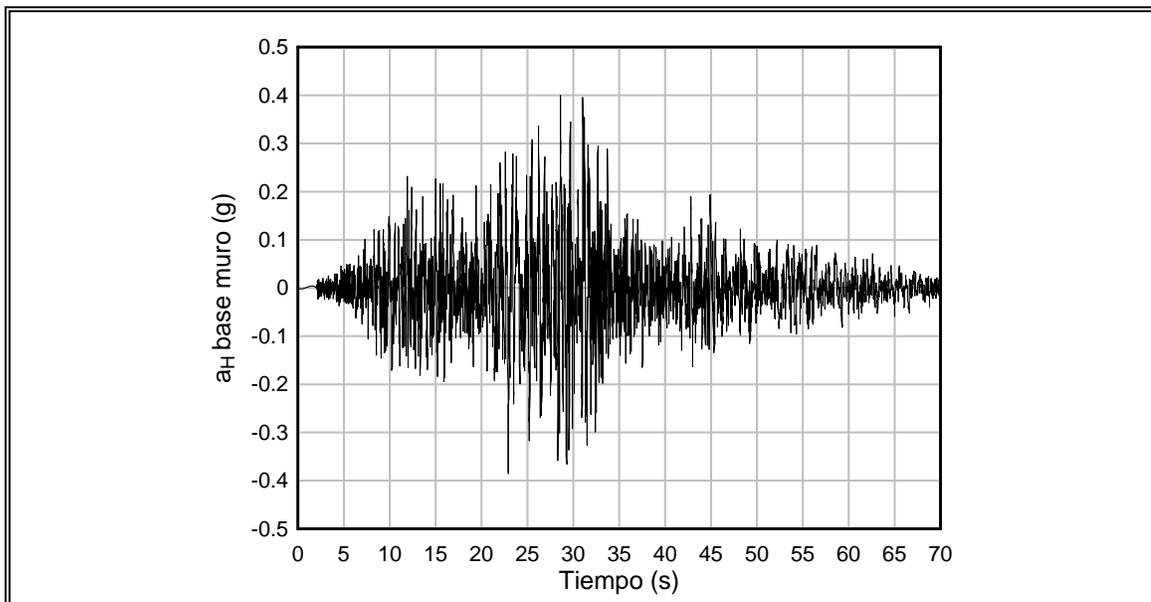


Figura 6.16: Aceleraciones horizontales en la base del muro. Registro UTFSM N70E. Muro

$$H = 5\text{m}. A_{m\acute{a}x} = 0.4\text{g}$$

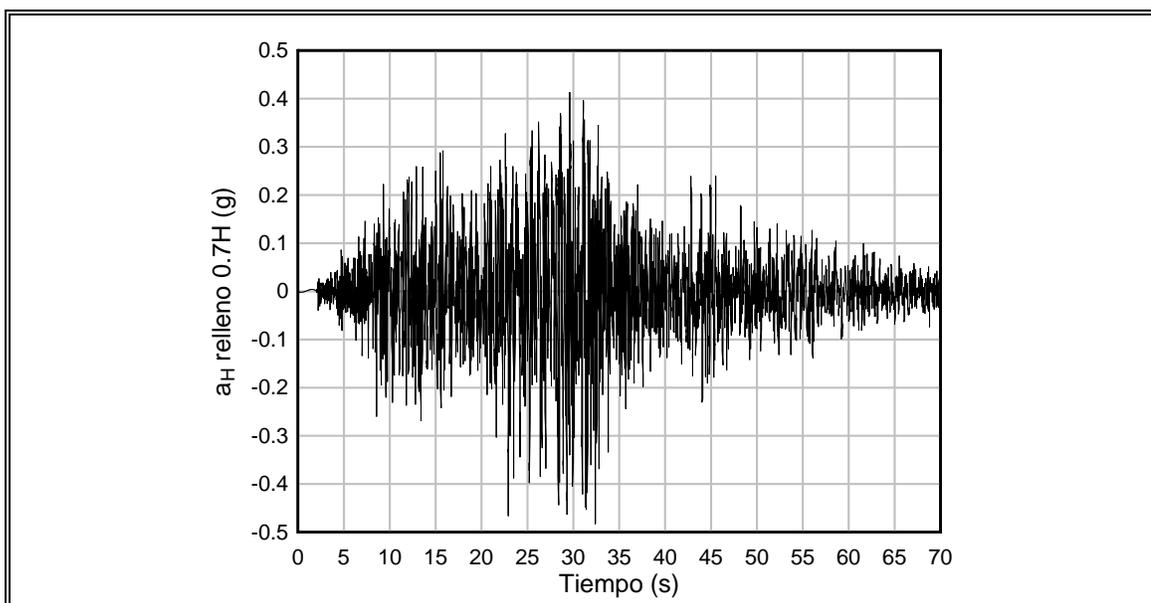


Figura 6.17: Aceleraciones horizontales en el relleno a $0.7H$. Registro UTFSM N70E. Muro

$$H = 5\text{m}. A_{m\acute{a}x} = 0.4\text{g}$$

Para efectos de diseño mediante el método aproximado de Newmark, resultaría razonable reflejar los fenómenos mencionados anteriormente por medio de un incremento en los valores de A y V del sismo considerado. Particularmente, en un incremento de A en la ecuación (6.1), ya que ésta depende del cociente V/A que es constante para un determinado registro.

El factor por el cual debiese amplificarse la aceleración máxima del sismo de diseño A en las ecuaciones del tipo (6.1), depende básicamente de la altura del muro y de la razón k_y/A . Para un mismo valor de k_y , en la medida que la altura del muro aumenta, la amplificación sísmica es mayor y por lo tanto se requiere un mayor factor de amplificación. Por otro lado, para una misma altura de muro, conforme aumenta la razón k_y/A , los desplazamientos que predice el método de Newmark disminuyen aceleradamente, por lo cual se requieren también factores de amplificación cada vez mayores. La Tabla 6.4 muestra los valores ajustados para cada uno de los modelos desarrollados. Es importante señalar que no se muestran los factores correspondientes a razones de k_y/A mayores que uno, debido a que éstas se encuentran asociadas a desplazamientos relativos muy bajos, que en términos de diseño pueden considerarse despreciables.

Tabla 6.4: Factores de amplificación de A para el uso del método de Newmark (ec.

6.1) en muros sobre Suelo Tipo I

k_y/A	Modelo $H = 3\text{m}$		Modelo $H = 5\text{m}$	
	UTFSM N70E	Quintay NS	UTFSM N70E	Quintay NS
0.64	1.07	1.00	1.42	1.13
0.86	1.20	1.06	1.57	1.26

6.2.2 Muros apoyados sobre suelos granulares

Al incluir el terreno de fundación directamente en el modelo de elementos finitos, un mayor número de variables influyen en la respuesta global del sistema, por lo cual se hace necesario estudiar más casos y considerar diferentes escenarios. Por este motivo, en adición a los muros estudiados en el apartado anterior, se agregó uno de altura $H = 8\text{m}$. Un resumen de la geometría y dimensiones de los muros estudiados se muestra en la Figura 6.18 y Tabla 6.5.

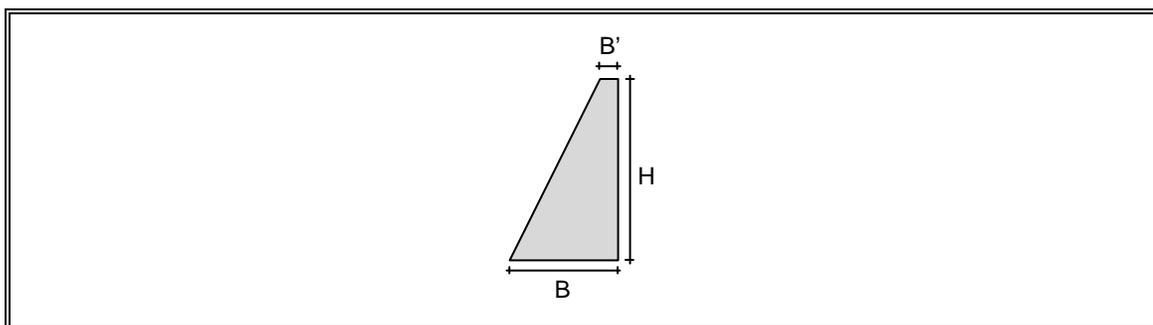


Figura 6.18: Geometría de muros apoyados sobre arenas

Tabla 6.5: Dimensiones de los muros sobre arenas analizados

	Muro tipo		
	M_1	M_2	M_3
H (m)	3	5	8
B (m)	1.8	3	4.5
B' (m)	0.3	0.5	0.5

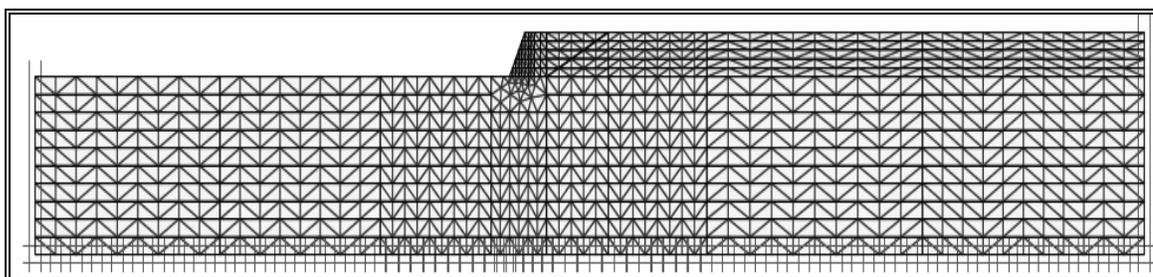
También se consideraron diferentes valores para la razón δ/ϕ en la interfaz entre muro y suelo de fundación de manera de evaluar su influencia en los resultados. De este modo, y tomando en cuenta las distintas arenas en estudio, se desarrollaron 4 tipos básicos de modelos. La Tabla 6.6 resume las principales características de ellos.

Tabla 6.6: Tipos básicos de modelos. Muros apoyados sobre arenas

	Modelo tipo 1	Modelo tipo 2	Modelo tipo 3	Modelo tipo 4
Muro tipo	M_1	M_2	M_2	M_3
Relleno de trasdós tipo	A	A	A	A
Suelo fundación tipo	B	C	A	B
Espesor suelo fundación (m)	8	20	20	12
δ_1/ϕ interfaz muro-suelo de fundación	1	2/3	2/3	1
δ_2/ϕ interfaz muro-relleno de trasdós	0.5	0.5	0.5	0.5

Se consideraron siete registros sísmicos medidos en roca para evaluar el comportamiento de las estructuras analizadas, a saber: UTFSM N70E, UTFSM S20E, Quintay NS, Quintay EW, Zapallar NS, Zapallar EW y Pichilemu NS. Cada uno de estos registros fueron escalados a aceleraciones máximas de 0.2g y 0.3g, y aplicados en el borde inferior de la malla de elementos finitos. De esta manera, se tiene un total de 56 casos analizados.

La Figura 6.19 muestra a modo de ejemplo la vista general de una malla típica de elementos finitos utilizada, mientras que en la Figura 6.20, se observa un detalle de ésta en la zona del muro de contención.

Figura 6.19: Malla de elementos finitos. Modelo muro sobre arena. $H = 5\text{m}$

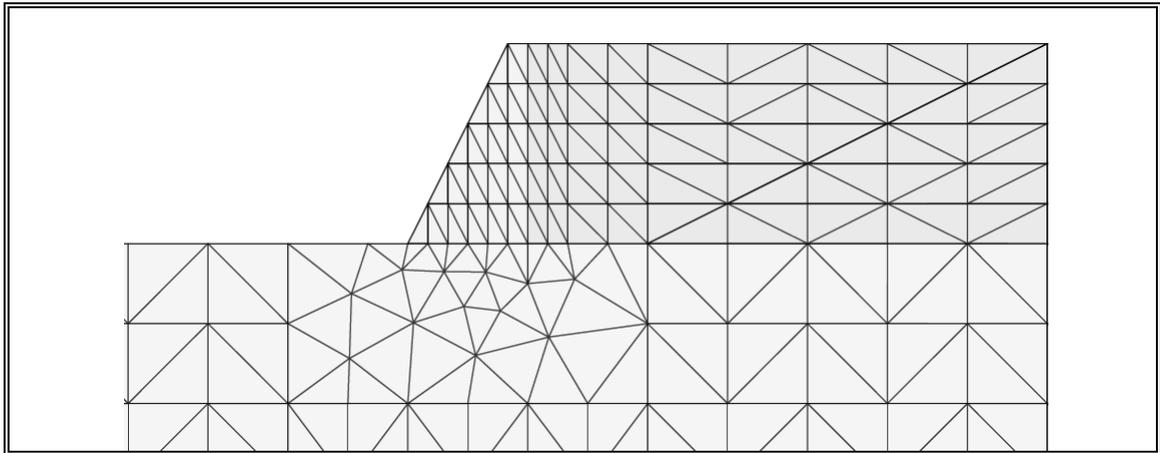


Figura 6.20: Detalle malla de elementos finitos. Modelo muro sobre arena. $H = 5\text{m}$

Los resultados obtenidos al incluir el suelo de fundación en la modelación mostraron que el uso de las metodologías de diseño basadas en el método del bloque deslizante de Newmark conducen a resultados que se pueden alejar significativamente de la realidad. Entre los motivos principales se encuentran los siguientes:

- El suelo de fundación no puede considerarse infinitamente rígido.
- De acuerdo al método de Newmark, el sismo actúa en la base del muro. Al considerar un suelo de fundación de rigidez finita e incorporarlo en el modelo de elementos finitos, la acción sísmica aplicada al nivel de la roca, sufre una serie de modificaciones en amplitud y frecuencia que conducen a un registro completamente diferente.
- Debido a la deformabilidad del depósito de fundación, se produce un movimiento del muro que combina giros con desplazamientos absolutos y relativos entre suelo y muro (Figura 6.21).

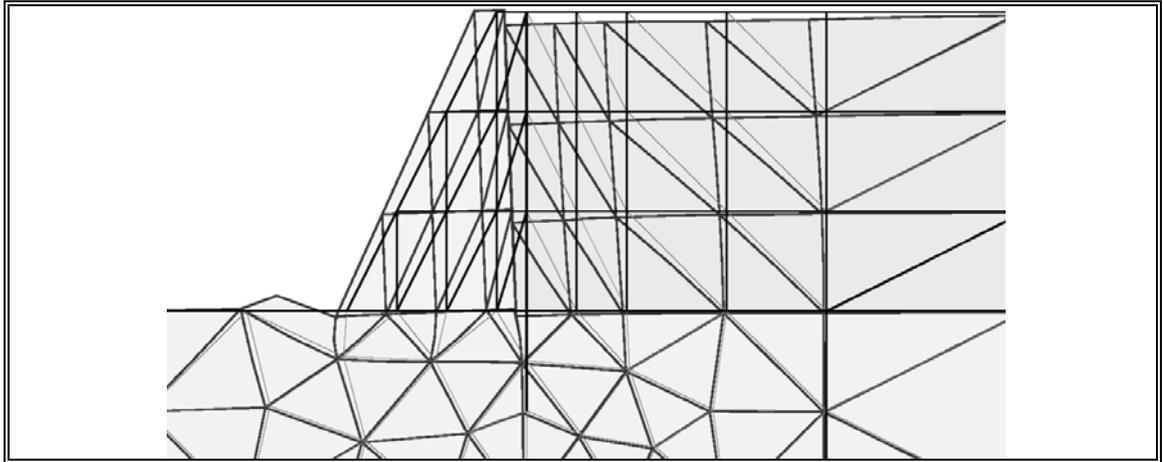


Figura 6.21: Deformada típica de muro apoyado sobre arena

En este caso, como era de esperar, el registro de la roca basal no sólo es modificado por la respuesta dinámica del suelo de fundación, sino que también por la amplificación sísmica del relleno de trasdós. La Figura 6.22 muestra la comparación entre el registro UTFSM N70E escalado a una aceleración máxima de $0.3g$ y las aceleraciones horizontales obtenidas tanto en la base del muro como en el relleno de trasdós a una altura de $0.7H$ para el caso de los modelos tipo 2 y 4 analizados. Se observa que el valor de $A_{máx}$ en la base del muro aumentó hasta 2.14 veces el valor de $A_{máx}$ del registro basal, mientras que el valor de $A_{máx}$ obtenido en la zona del relleno aumentó hasta 1.19 veces el valor de $A_{máx}$ en la base del muro.

El incremento en las aceleraciones inducidas en el suelo tras el muro trae lógicamente consigo un aumento en los empujes sísmicos que actúan sobre la estructura de contención. Este fenómeno de amplificación sísmica no es considerado por los procedimientos tradicionales basados en el método del bloque deslizante. Por consiguiente, pueden conducir a diseños contrarios a la seguridad.

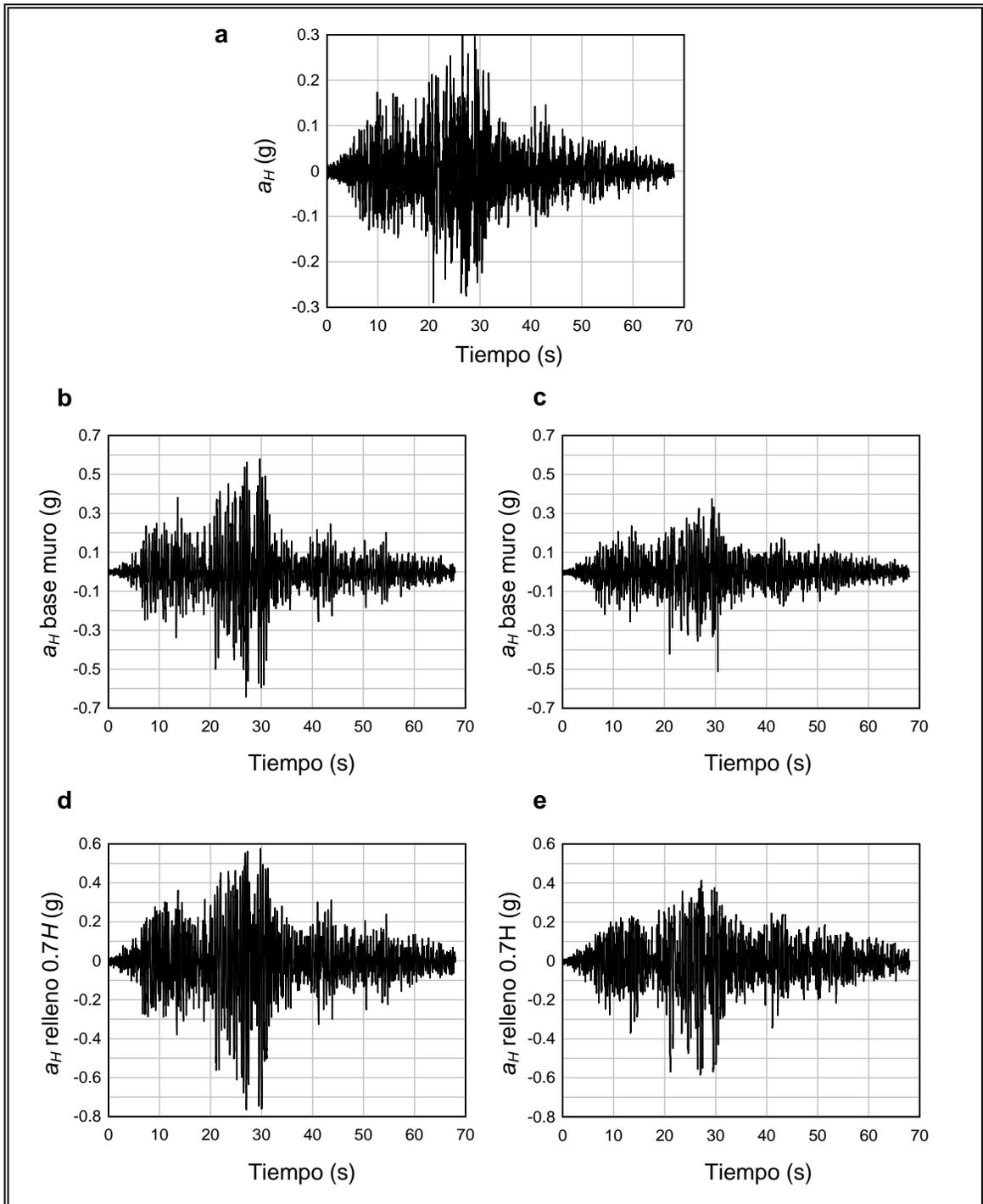


Figura 6.22: Aceleraciones horizontales a_H en la base del muro y en el relleno a $0.7H$.

Modelos tipo 2 (b-d) y tipo 4 (c-e). Registro UTFSM N70E escalado a 0.3g (a)

Por los motivos anteriormente señalados, se propone una metodología alternativa para evaluar los giros y desplazamientos en estructuras rígidas de contención apoyadas sobre suelos granulares. En este método, el movimiento del muro se caracterizó mediante el desplazamiento horizontal absoluto de la base y el correspondiente movimiento horizontal del coronamiento. Llamando a estas cantidades x_B y x_C , respectivamente, el giro permanente del muro debido a la acción sísmica puede ser calculado por medio de la expresión:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{(x_C - x_B)}{H} \right] \quad (6.2)$$

Se propone entonces estimar los movimientos x_B y x_C experimentados por el muro como una función de un factor de diseño adimensional, que se ha denominado F_d . Este factor busca reunir los parámetros más influyentes en la respuesta sísmica global de la estructura, de modo tal de proveer un procedimiento de diseño simple orientado a la práctica profesional.

Se analizaron diferentes expresiones posibles para dicho factor F_d . La bondad de ellas, se cuantificó por medio de la medida de dispersión estadística R^2 , en base a los 56 casos estudiados por el método de elementos finitos.

La expresión analítica para la cual se obtuvo los mayores valores de R^2 fue la siguiente:

$$F_d = \frac{\left(\frac{E_{M-O}/H}{P_a} \right)^{1.2} F_T^{1.7} \left(\frac{d_{\text{máx}}}{d_{\text{ref}}} \right)^{0.6}}{\left(\frac{G_B}{P_a} \right)^{0.8} (0.642 \tan \delta_1 / \phi)^{0.6}} \times 1000 \quad (6.3)$$

donde:

- E_{M-O} : Componente horizontal del empuje activo total (estático más sísmico) calculado a partir de la teoría de Mononobe-Okabe (1926)

- H : Altura del muro
- F_T : Factor que relaciona los períodos fundamentales del sismo aplicado en la roca y del conjunto relleno-suelo de fundación.
- $d_{\text{máx}}$: Desplazamiento máximo de la roca para el sismo de diseño considerado
- d_{ref} : Desplazamiento de referencia (= 0.1m)
- G_B : Módulo de corte dinámico máximo representativo del bulbo de presiones del suelo de fundación bajo el muro
- δ_I : Angulo de fricción en la interfaz muro-suelo de fundación

Para el cálculo de las variables involucradas en la ecuación (6.3), deben considerarse los siguientes aspectos:

Las aceleraciones pseudoestáticas horizontales utilizadas para el cálculo de empujes mediante el método de Monobe-Okabe (1926) usualmente varían entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima del sismo de diseño (Kramer, 1996). En la presente investigación, E_{M-O} ha sido obtenido utilizando un coeficiente de aceleración horizontal $k_h = 0.5A_{\text{máx}}/g$.

El factor F_T se calcula mediante la expresión:

$$F_T = \frac{1}{1.5 - \left(\frac{T_{\text{sismo}}}{T_{\text{suelo}}} \right)^{0.5}} \quad (6.4)$$

En la ecuación (6.4), T_{sismo} corresponde al período predominante del sismo en la roca considerado, obtenido a partir del espectro de respuesta elástico para un 5% de amortiguamiento. Por su parte, T_{suelo} corresponde al período fundamental de vibración del conjunto relleno-suelo de fundación. Para obtenerlo, se propone utilizar la expresión:

$$T_{\text{suelo}} = \frac{4(H_{\text{relleno}} + H_{\text{fundación}})}{\bar{V}_s} \quad (6.5)$$

En la ecuación anterior, H_{relleno} corresponde al espesor del relleno de trasdós y $H_{\text{fundación}}$ al espesor del suelo de fundación. \bar{V}_s es la velocidad de propagación de ondas de corte representativa de todo el suelo, obtenida como un promedio ponderado por las alturas de los estratos involucrados. En general, se tiene la fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum H_i V_{s_i}}{\sum H_i} \quad (6.6)$$

en donde los valores de V_s en cada estrato se determinan a partir de la relación $G = \rho V_s^2$. Como valor representativo del módulo de corte dinámico, calculado en el plano medio de cada estrato, se utilizó el entregado por las expresiones propuestas por Hardin y Black (1968) (ecs. 4.12).

El factor F_T permite incluir de forma aproximada el efecto de la amplificación sísmica debido al relleno y al suelo de fundación.

Para obtener el valor de G_B , se consideró que el bulbo de presiones inducido por la estructura de contención tiene una profundidad aproximadamente igual al ancho de la base B del muro. El módulo G_B se estimó para una presión vertical calculada en el plano medio del bulbo de presiones, incluyendo el peso de la estructura de contención.

Para efectos de diseño, en cada caso se proponen envolventes inferiores, media y superior, de modo tal de poder escoger apropiadamente un determinado nivel de seguridad. La Figura 6.23 muestra el ábaco de diseño propuesto para estimar los desplazamientos sísmicos permanentes de la base del muro, mientras que la Figura 6.24 muestra lo propio para el caso de los desplazamientos del coronamiento de la estructura de contención.

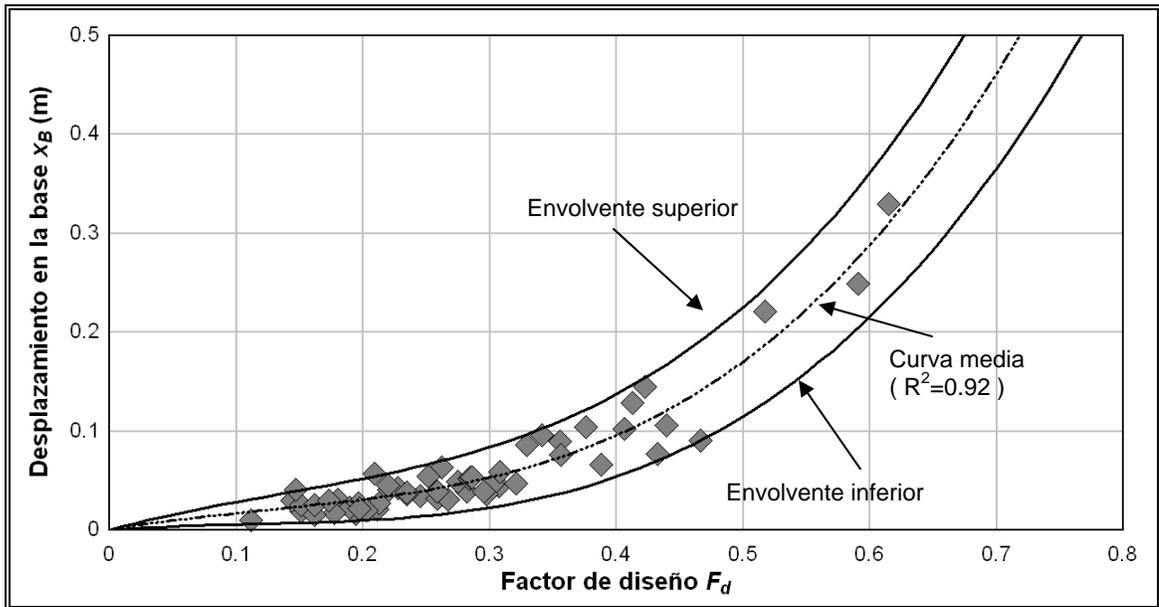


Figura 6.23: Ábaco de diseño. Desplazamientos en la base del muro

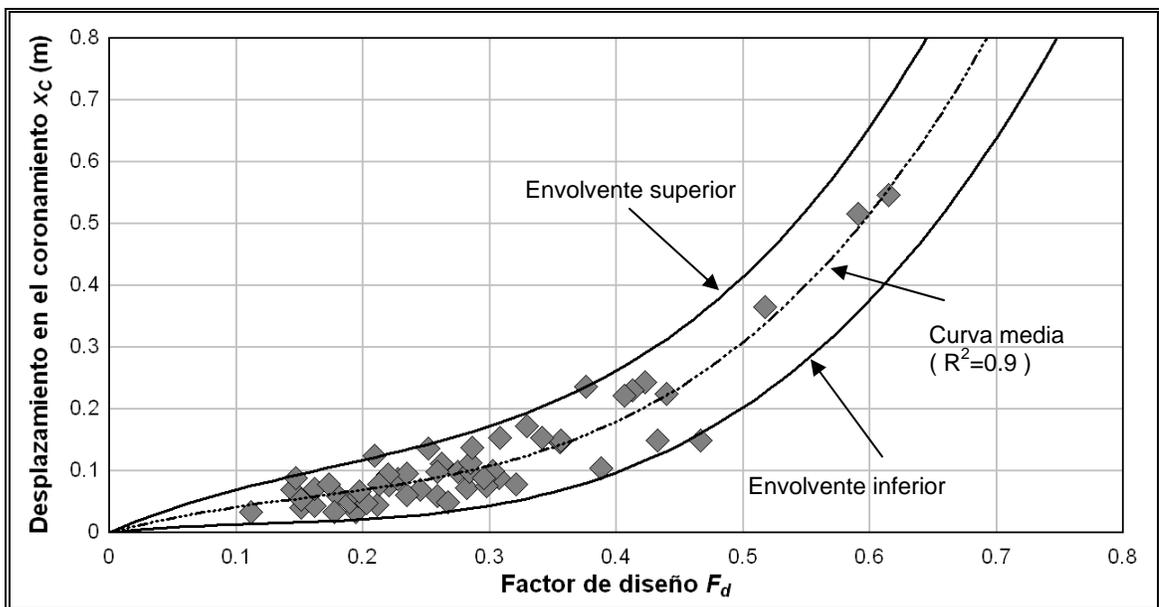


Figura 6.24: Ábaco de diseño. Desplazamientos en el coronamiento del muro

7 CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones derivadas del desarrollo de la presente investigación.

En relación con las disposiciones vigentes en Chile para el diseño de estructuras rígidas de contención en base a desplazamientos admisibles contenidas en el Manual de Carreteras del MOP:

- Para muros sobre suelo Tipo I, los resultados obtenidos muestran que las disposiciones del Manual de Carreteras corresponderían aproximadamente a una demanda promedio de los registros Chilenos, y por lo tanto, conducirían a diseños contrarios a la seguridad en algunos casos.
- En el caso de suelo Tipo II, es posible concluir que, de acuerdo al método del bloque deslizante de Newmark, no existe motivo para hacer diferencias entre gravas y arenas, como lo indica la propuesta del Manual de Carreteras. Ésta sobreestima de manera importante los desplazamientos que cabría esperar en arenas densas, mientras que subestima los desplazamientos esperados en gravas densas. Así, se ha propuesto una única envolvente para este tipo de suelo.
- Para muros sobre suelo Tipo III, los resultados obtenidos muestran que la propuesta del Manual de Carreteras sobreestima de manera importante los desplazamientos esperados.

En relación con los métodos clásicos de diseño de estructuras de contención derivados de la aplicación del método del bloque deslizante de Newmark:

- Es importante tener en cuenta que aquellos métodos utilizados con mayor frecuencia en la práctica, tales como los propuestos por Richards y Elms (1979) y Whitman y Liao (1985) fueron derivados para sismos norteamericanos, sin hacer

diferencias por tipo de suelo y bajo condiciones muy particulares. Estos estudios recogieron la propuesta inicial de Newmark de escalar los registros a una aceleración máxima de 0.5g y a una velocidad máxima de 76cm/s, valores que no pueden ser considerados arbitrarios, ya que, por el contrario, definen indirectamente un determinado nivel de riesgo sísmico. Se debe considerar además, que la normalización de un registro a la velocidad máxima del suelo conduce necesariamente a una manipulación de la escala de tiempo, lo cual modifica el contenido de frecuencias del registro original. Esto hace que se pierda el sentido de trabajar con terremotos reales que sean representativos de la sismicidad de una determinada región.

Respecto de los resultados obtenidos por elementos finitos y de la validez del método del bloque deslizante de Newmark para predecir desplazamientos permanentes en estructuras rígidas de contención apoyadas sobre roca:

- Al extender la analogía planteada por Newmark entre un bloque rígido que puede deslizar sobre un plano y un talud homogéneo al caso de un muro de contención, se incurre en una serie de aproximaciones y errores. Esto se debe a la omisión de factores que influyen significativamente en la respuesta sísmica de este tipo de estructuras, entre los cuales se cuentan, principalmente, la interacción suelo-estructura, la amplificación sísmica del relleno y el comportamiento no lineal del suelo.
- En este caso los resultados obtenidos mediante ambos tipos de análisis resultan comparables. Debido a la gran rigidez del terreno de fundación (representado por un empotramiento perfecto en la base) la falla efectivamente se produce por desplazamiento relativo en la interfaz roca-muro. Además, el registro sísmico de diseño actúa directamente en la base de la estructura, tal como lo requiere el método de Newmark. Sin embargo, los valores entregados por el método del bloque deslizante para los sismos analizados no logran aproximar de buena manera a aquellos que se obtienen con el método de elementos finitos. En la práctica, al considerar valores reales tanto para los parámetros de resistencia al corte del relleno como para el ángulo de fricción entre roca

y muro, se obtienen razones k_y/A elevadas. Esto hace que la cantidad de pulsos de aceleración que superan este umbral durante el sismo sea muy baja y que, por consiguiente, se acumulen desplazamientos plásticos de poca importancia.

- Se encontró que el método de Newmark, para un mismo valor de k_y , es indiferente a la altura del muro, lo cual quedó manifiesto para los modelos de 3m y 5m analizados. Esto pone en evidencia otra de las limitaciones de este procedimiento.
- Se observó que tanto la deformabilidad como la respuesta dinámica del relleno de trasdós tienen una importante influencia en los resultados. Éste modifica de manera significativa el patrón de aceleraciones proveniente del registro original, aumentando las aceleraciones efectivas sobre el muro y, por lo tanto, generando mayores desplazamientos. Se encontró que una manera aproximada de incorporar estos efectos para el diseño de muros en base al método de Newmark es a través de un incremento del valor de la aceleración máxima del suelo A ; que puede llegar incluso a ser del orden de un 50%.

Respecto de los resultados obtenidos por elementos finitos y de la validez del método del bloque deslizante de Newmark para predecir desplazamientos permanentes en estructuras rígidas de contención apoyadas sobre suelos granulares:

- En este caso, se encontró que el método del bloque deslizante de Newmark no resulta aplicable. Al incorporar el terreno de fundación en el análisis, se produce un movimiento del muro que combina giros con desplazamientos absolutos y relativos. Además, se pierde el concepto de trabajar con un registro sísmico a nivel de la base del muro, ya que las aceleraciones que llegan a nivel de la base de la estructura no se pueden conocer a priori, debido a que dependen de una serie de factores entre los que se encuentran principalmente las propiedades dinámicas del relleno y del suelo de fundación, y la amplificación sísmica.

- En base al estudio desarrollado con elementos finitos, se propuso una metodología alternativa, basada en un factor de diseño adimensional, que permite caracterizar de manera completa el movimiento que puede experimentar una estructura rígida de contención durante un evento sísmico. En dicho factor se incluyó los factores que mayor influencia tienen en la respuesta del sistema, llegándose a correlaciones con R^2 del orden de 0.9 para el cálculo de los desplazamientos de la base y del coronamiento del muro. Esto permite efectuar predicciones de desplazamientos con un nivel aceptable de dispersión en base a los ábacos de diseño propuestos.

Las conclusiones derivadas de esta investigación deben entenderse necesariamente dentro del contexto de los casos de muros, tipos de suelos y sismos considerados. Se recomienda complementar estos resultados en futuras investigaciones que abarquen otros tipos de suelos y registros sísmicos, de manera de poder generalizar la metodología aquí propuesta para el diseño de obras de contención en nuestro país.

BIBLIOGRAFIA

- Alampalli, S. y Elgamal, A.W. (1990). Dynamic response of retaining walls including support soil backfill: A computational model. *Proceedings, 4th U.S National Conference on Earthquake Engineering* (pp. 623-632). California, E.E.U.U.
- Atkinson, J.H. y Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. *Proceedings, 10th ECSMFE* (pp. 915-956). Florence, Italy.
- Benz, T. (2006). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. *Ph.D. Thesis*. Universitat Stuttgart.
- Caquot, A. y Kerisel, F. (1948). Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. *Gauthier-Villars*, Paris.
- Chopra, A.K. (1995). *Dynamics of structures*. Prentice Hall, Englewoods Cliffs. New Jersey.
- Clough, G.W. y Fragaszy, R.J. (1977). A study for earth loading on flooding retaining structures in the 1971 San Fernando Valley earthquake. *Proceedings, 6th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 2455-2460). New Delhi, India.
- Coulomb, C.A. (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. *Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants*, Vol. 7.
- Desai, C. S. (1972). Applications of finite element methods in geotechnical engineering, *Proceedings of Conference*, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Duncan J. M. y Chang C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering*, 96(SM5), 1629-1653.
- Duke, C.M. y Leeds, D.J. (1963). Response of soils, foundations, and earth structures to the Chilean earthquake of 1960. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2).
- Franklin, A.G y Chang, F.K. (1977). Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis. *Report 5, Miscellaneous Paper S-71-17*. U.S Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.
- Finn, W.D.L, Wu, G. y Yoshida, N. (1992). Seismic response of sheet pile walls. *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1689-1694). Madrid, Spain.

García, J.M. (2009). Análisis 3D no lineal mediante elementos finitos del efecto arco en la grava de Santiago. Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.

Hardin, B.O. y Black, W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE (94), 353–368.

Hardin B. O. y Drnevich V. P. (1972). Shear modulus an damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering*. 98(SM6), 603-624.

Hughes, TH. J.R. (1987). *The finite element method*. Prentice Hall. London.

Iai, S. y Kameoka, T. (1993). Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored steel sheet pile quay walls. *Soils and Foundations*, 33(1), 71-91.

Instituto Nacional de Normalización (1996). *Diseño sísmico de edificios*. (NCh433). Santiago, Chile: Autor.

Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Proc. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*. Zurich, Switzerland.

Knopoff, L. (1952). On Rayleigh wave velocities. *Bull. Seism. Soc. Amer*, 42, 307-308.

Knopoff, L. (1954). Seismic wave velocities in Westerly granite. *Trans. Am. Geophys. Union*, 35, 969-973.

Kuhlemeyer, R.L. y Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 99(5), 421-427.

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall. New Jersey.

Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969). *Soil mechanics*. John Wiley & Sons. New York.

Lanzo, G. y Vucetic, M. (1999). Effect of soil plasticity on damping ratio at small cyclic strains. *Soils and Foundations*, 39(4), 121–41.

Lysmer, J. y Kuhlemeyer, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 95(EM4), 859-877.

Nadim, F., y Whitman, R.V. (1983). Seismically induced movement of retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(7), 61-67.

NAVFAC (1982). Foundations and earth structures. *Design manual 7.2. Naval Facilities Engineering Command, Department of the Navy*. Alexandria, Virginia.

Newmark, M.N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.

Masing, G. (1926). Eigenspannungen und Veitfestigung beim Messing. *Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics*. Zurich, Switzerland.

Matasovic, N. (1993). Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits. *Ph.D. Thesis*. University of California, Los Angeles.

Ministerio de Obras Públicas (2008). Manual de Carreteras. *Instrucciones y criterios de diseño*. (Vol. N°3). Santiago, Chile: Autor.

Mononobe, N y Matsuo, H (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. *Proceedings of World Engineering Congress*, Vol. 9. (pp. 177-185).

Munwar Basha, B. y Sivakumar Babu, G.L. (2008). Computation of sliding displacements of bridge abutments by pseudo-dynamic method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 103-120.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressures. *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*, 12(1).

Paik, K. y Salgado R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*, 53(7), 643-653.

Pecknold, D.A. y Riddell, R. (1978). Effect of initial base motion on response spectra. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 104(EM2), 485-491.

Rankine, W. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147.

Rayleigh, Lord. (1945). *Theory of Sound, Vol.1*. Dover Publications. New York.

Richards, R.J., y Elms, D. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT4), 449-464.

Riddell, R., Van Sint Jan, M. Midorikawa S. y Gajardo, J.F. (1992). Clasificación geotécnica de los sitios de estaciones acelerográficas en Chile. *DIE N° 92-2, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile*. Santiago, Chile.

Riddell, R. (1993). Espectros de diseño inelástico incluyendo el efecto de las condiciones geotécnicas locales. *Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica* (pp. 353-362). Santiago, Chile.

Riddell, R. (2007). On ground motion intensity indices. *Earthquake Spectra*, 23(1), 147-173.

Rodriguez-Roa, F. (1984). Solicitaciones de diseño en estructuras subterráneas. *DIE N° 84-2, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile*. Santiago, Chile.

Ross, G.A., Seed, H.B., y Migliaccio, R., (1969). Bridge foundation behavior in Alaska earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 95(SM4), 1007-1036.

Santos, J.A. y Correia, A.G. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings, 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 1 (pp. 267-270). Istanbul, Turkey.

Schanz, T., Vermeer, P.A. y Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.(pp. 281-290). Balkema, Rotterdam.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, *Rpt. No. UCB/EERC-70/10*. U.C. Berkeley, December.

Seed, H.B. y Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*. (pp. 103-147).

Sluys, L.J. (1992). Wave propagation, localization and dispersion in softening solids. *Dissertation*. Delft University of Technology.

Steedman, R.S. y Zeng, X. (1990). The seismic response of waterfront retaining walls. *Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures. Special Technical Publication 25* (pp. 872-886). Cornell University, New York.

Steedman, R.S. (1998). Seismic design of retaining walls. *Proceedings, Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 131, 12-22.

Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, Inc. New York.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, Inc. New York.

Terzariol, R.E., Aiassa, G.M. y Arrúa, P.A. (2004). Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. 4(2), 153-166.

Tokimatsu, K. y Seed, H.B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 113(8), 861-878.

Towhata, I. y Islam, S. (1987). Prediction of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction. *Soils and Foundations*. 27(4), 137-147.

Whitman, R.V. y Liao, S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. *Miscellaneous Paper GL-85-1*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.

Wilson, R.C. y Keefer, D.K. (1985). Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding. *Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Region. Professional paper 1360* (pp. 317-345).

Wong, C.P. (1982). Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls. *S.M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology*. Cambridge, Massachusetts.

Zarrabi-Kashani, K. (1979). Sliding of gravity retaining walls during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface. *S.M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology*. Cambridge, Massachusetts.

Zeng, X. y Steedman, R.S. (2000). Rotating block method for seismic displacement of gravity walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(8), 709-717.