



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS EN SUELOS
RÍGIDOS**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MAURICIO ANAYA URBAN

TUTOR PRINCIPAL
DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA, II-UNAM

Ciudad de México, Marzo, 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: (Dr. Rivera Constantino Rigoberto)

Secretario: (M.I. Deméneghi Colina Agustín)

1^{er}. Vocal: (Dr. Mayoral Villa Juan Manuel)

2^{do}. Vocal: (Dra. Ossa López Alexandra)

3^{er}. Vocal: (Dr. Ramírez Guzmán Leonardo)

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, CD. MX.

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por motivarme a cumplir cada objetivo. Sin duda, es un logro compartido.

Sil, gracias por tu apoyo y amor incondicional.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral, por su orientación, consejo y motivación durante este periodo. Este trabajo no hubiera sido posible sin su apoyo.

A la Dra. Alexandra Ossa, al Dr. Rigoberto Rivera, al Dr. Leonardo Ramírez, y al Maestro Agustín Deméneghi, por sus valiosos comentarios y aportaciones que enriquecieron este trabajo de investigación.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería por su amistad, consejo y apoyo.

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS EN SUELOS RÍGIDOS

ÍNDICE

RESUMEN	XIV
ABSTRACT.....	XV
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	XVI
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVO.....	1
1.2. ALCANCES.....	1
1.3. METODOLOGÍA	1
1.4. ANTECEDENTES	2
2. MARCO TEÓRICO	7
2.1.1. <i>Tipos de muros</i>	7
2.1.2. <i>Tablestacas</i>	7
2.1.3. <i>Sistemas anclados</i>	8
2.2. EMPUJE DE TIERRAS	11
2.2.1. <i>Presión de reposo</i>	12
2.2.2. <i>Teoría de Rankine</i>	13
2.2.3. <i>Teoría de Coulomb</i>	16
2.2.4. <i>Efecto de sobrecargas</i>	17
2.2.5. <i>Diagramas de presiones aparentes</i>	18
2.3. EMPUJE DE TIERRAS DINÁMICO	19
2.3.1. <i>Criterio de Mononobe-Okabe</i>	21
2.3.2. <i>Criterio de Seed y Whitman</i>	22
2.3.3. <i>Criterio de Conti y Viggiani</i>	23
2.3.4. <i>Criterio de Veletsos y Younan</i>	23
2.3.5. <i>Pruebas centrífugas</i>	25
2.3.6. <i>Modelos numéricos</i>	26
3. ANÁLISIS SÍSMICO	28
3.1. CURVAS DE DEGRADACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE Y AMORTIGUAMIENTO	28
3.2. ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE	28
3.3. PELIGRO SÍSMICO	31

3.3.1.	<i>Enfoque determinista</i>	31
3.3.2.	<i>Enfoque probabilista</i>	31
3.3.3.	<i>Espectros de peligro uniforme</i>	32
3.4.	ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS	34
3.4.1.	<i>Método de Lilhanand y Tseng</i>	34
3.5.	ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO	36
3.5.1.	<i>Método lineal equivalente</i>	37
3.5.2.	<i>Análisis no lineal</i>	39
4.	CASO DE ESTUDIO	40
4.1.	CONDICIONES GEOTÉCNICAS	40
4.1.1.	<i>Perfil de velocidad de la onda de cortante</i>	41
4.2.	CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO Y MÓDULO DE DEGRADACIÓN NORMALIZADO	42
4.3.	SISTEMA DE RETENCIÓN TEMPORAL	42
4.3.1.	<i>Descripción de la estructura</i>	42
4.3.2.	<i>Modelo numérico</i>	44
4.3.3.	<i>Análisis ante carga sostenida</i>	45
4.3.4.	<i>Análisis ante carga sísmica</i>	52
4.3.4.1.	Ambiente sísmico	52
4.3.4.2.	Historias de aceleración sintéticas	52
4.3.4.3.	Respuesta de campo libre	54
4.3.4.4.	Interacción suelo-estructura	56
4.3.5.	<i>Cálculo del incremento de presión dinámica</i>	67
4.3.6.	<i>Tensión en anclas</i>	70
4.3.6.1.	Historia de tensiones normalizadas para muros de retención flexibles ante eventos de subducción 71	
4.3.6.2.	Historia de tensiones normalizadas para muros de retención flexibles ante eventos normales	72
4.3.7.	<i>Momento flexionante en pilas</i>	73
4.3.8.	<i>Desplazamiento lateral del sistema de retención</i>	76
4.4.	SISTEMA DE RETENCIÓN RÍGIDO	77
4.4.1.	<i>Descripción de la estructura</i>	77
4.4.2.	<i>Modelo numérico</i>	78
4.4.3.	<i>Análisis ante carga sísmica</i>	79
4.4.3.1.	Respuesta de campo libre	79
4.4.4.	<i>Interacción suelo-estructura</i>	80
4.4.5.	<i>Cálculo del incremento de presión dinámica</i>	90

4.4.6.	<i>Tensión en anclas</i>	91
4.4.6.1.	Historia de tensiones normalizadas para muros de retención rígidos ante eventos de subducción	92
4.4.6.2.	Historia de tensiones normalizadas para muros de retención rígidos ante eventos normales	93
4.4.7.	<i>Momento flexionante</i>	94
4.4.8.	<i>Desplazamiento lateral del sistema de retención</i>	97
4.5.	EFFECTO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE	97
4.6.	TENSIONES EN EL SISTEMA DE ANCLAJE	98
	CONCLUSIONES	100
	REFERENCIAS	102

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1. Procedimiento para la obtención del incremento de presiones dinámicas en estructuras de retención a base de pilas ancladas.</i>	2
<i>Figura 2.1. Tablestacas a base de (a) concreto, (b) madera y (c) acero.</i>	8
<i>Figura 2.2. Componentes principales de un sistema de anclaje. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).</i>	9
<i>Figura 2.3. Modos de falla en un tablestacado con anclaje. Modificado de (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 2002).</i>	10
<i>Figura 2.4. Movilización de la presión activa y pasiva de Rankine para un muro liso de retención. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).</i>	14
<i>Figura 2.5. Presiones horizontales límite activa y pasiva. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).</i>	14
<i>Figura 2.6. (a) Fuerzas actuando en una cuña de falla activa para un muro de retención y (b) polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio. Modificado de (Kramer, 1996)</i>	16
<i>Figura 2.7. (a) Fuerzas actuando en una cuña de falla pasiva para un muro de retención y (b) polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio. Modificado de (Kramer, 1996)</i>	16
<i>Figura 2.8. Carga uniforme de ancho finito. Modificado de (Comisión Federal de Electricidad, 2014).</i>	18
<i>Figura 2.9. Envoltentes de presiones propuestos de Terzaghi y Peck. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).</i>	19
<i>Figura 2.10. (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe, (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas en la cuña activa. Modificado de (Kramer, 1996).</i>	22
<i>Figura 3.1. Curva no lineal de esfuerzo-deformación angular y variación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante con la amplitud de la deformación angular. Modificado de (Darendeli, 2001).</i>	28
<i>Figura 3.2. Pasos para llevar a cabo un análisis probabilístico de riesgo sísmico. Modificado de (Osorio & Mayoral, 2013).</i>	33
<i>Figura 3.3. Sistema unidimensional de propagación de ondas.</i>	38
<i>Figura 4.1. Ubicación del caso de estudio.</i>	40
<i>Figura 4.2. Perfil de suelo del sitio en estudio.</i>	41
<i>Figura 4.3. (a) Módulo de rigidez normalizado y (b) curvas de relación de amortiguamiento.</i>	42
<i>Figura 4.4. Sistemas de contención para una profundidad de excavación de (a) 15 m y (b) 20 m.</i>	43
<i>Figura 4.5. Sistema de contención para una profundidad de excavación de (a) 25 m y (b) 30 m.</i>	43
<i>Figura 4.6. Sistema de retención (a) vista de la planta y (b) componentes de anclaje. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).</i>	44
<i>Figura 4.7. (a) Modelo numérico del sistema de retención flexible con punto de control y (b) profundidades de excavación analizadas.</i>	44
<i>Figura 4.8. Distribución de presión lateral por etapa de excavación para una profundidad de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	47

<i>Figura 4.9. Diagramas de presión de reposo, presión aparente y presión obtenida del modelo numérico para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4.10. Desplazamiento lateral del sistema de contención por etapa para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4.11. Diagrama de momento flexionante por etapa para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4.12. Factor de seguridad calculado, τ_{cap}/τ_{dem}, en condiciones estáticas para (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.13. Espectros de peligro uniforme para sismos normales y de subducción empleados en el reglamento de construcción de la Ciudad de México (2020).</i>	<i>52</i>
<i>Figura 4.14. Acelerogramas sintéticos empleados, (a) Chile, (b) CU1985, (c) CU2017, (d) Japón, (e) Montenegro y (f) Umbría.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.15. Espectros de peligro uniforme y ajuste espectral para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.16. Contenido de frecuencias para (a) eventos normales y (b) subducción.</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.17. Modelo tridimensional de diferencias finitas para una columna de suelo.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4.18. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Chile y (b) CU1985.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4.19. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Japón y (b) CU2017.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4.20. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Montenegro y (b) Umbría.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.21. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU2017 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.22. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Montenegro (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.23. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Umbría (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	<i>59</i>
<i>Figura 4.24. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Chile (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.25. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU1985 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	<i>61</i>

<i>Figura 4.26. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Japón (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	62
<i>Figura 4.27. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	63
<i>Figura 4.28. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	64
<i>Figura 4.29. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	64
<i>Figura 4.30. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	65
<i>Figura 4.31. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	65
<i>Figura 4.32. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	66
<i>Figura 4.33. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	66
<i>Figura 4.34. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	67
<i>Figura 4.35. Incrementos de presión dinámica en muros de retención flexible para sismos (a) de subducción y (b) normales.</i>	69
<i>Figura 4.36. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	71
<i>Figura 4.37. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	72
<i>Figura 4.38. Tensión final normalizada del sistema de retención flexible para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.</i>	73
<i>Figura 4.39. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 15 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	74
<i>Figura 4.40. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 20 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	74
<i>Figura 4.41. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 25 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	75
<i>Figura 4.42. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 30 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	75

<i>Figura 4.43. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo y profundidad para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	76
<i>Figura 4.44. Distribución de desplazamiento lateral permanente en el sistema de retención flexible para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	77
<i>Figura 4.45. Esquema de análisis de muros de retención rígidos para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.</i>	78
<i>Figura 4.46. (a) Modelo numérico del sistema de retención rígido con punto de control y (b) profundidades analizadas.</i>	79
<i>Figura 4.47. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Chile y (b) CU1985.</i>	80
<i>Figura 4.48. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Japón y (b) CU2017.</i>	80
<i>Figura 4.49. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Montenegro y (b) Umbría.</i>	80
<i>Figura 4.50. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Chile (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	81
<i>Figura 4.51. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU1985 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	82
<i>Figura 4.52. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Japón (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	83
<i>Figura 4.53. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU2017 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	84
<i>Figura 4.54. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Montenegro (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	85
<i>Figura 4.55. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Umbría (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.</i>	86
<i>Figura 4.56. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	87
<i>Figura 4.57. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	87

<i>Figura 4.58. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	88
<i>Figura 4.59. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	88
<i>Figura 4.60. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	89
<i>Figura 4.61. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	89
<i>Figura 4.62. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	90
<i>Figura 4.63. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	90
<i>Figura 4.64. Incrementos de presión dinámica en muros de retención rígidos para sismos (a) de subducción y (b) sismos normales.</i>	91
<i>Figura 4.65. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.</i>	92
<i>Figura 4.66. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.</i>	93
<i>Figura 4.67. Tensión final normalizada del sistema de retención rígido para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.</i>	94
<i>Figura 4.68. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 15 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	94
<i>Figura 4.69. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 20 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	95
<i>Figura 4.70. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 25 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	95
<i>Figura 4.71. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 30 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	96
<i>Figura 4.72. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo y profundidad para sismos de (a) subducción y (b) normales.</i>	96
<i>Figura 4.73. Distribución de desplazamiento lateral permanente en el sistema de retención rígido para eventos de (a) subducción y (b) normales.</i>	97
<i>Figura 4.74. Características del sistema de retención para una profundidad de (a) 15 m y (b) 20 m.</i>	98
<i>Figura 4.75. Características del sistema de retención para una profundidad de (a) 25 m y (b) 30 m.</i>	98

Figura 4.76. Tensión final normalizada del sistema de retención flexible para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.99

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Criterios para la estimación de presiones debidas a efectos dinámicos.5

Tabla 3.1. Correlaciones entre el número de golpes corregido, NSPT y Vs. Modificado de (Dickmen, 2009).....30

Tabla 4.1. Características geotécnicas del sitio en estudio.....41

Tabla 4.2. Correlaciones para la estimación de la velocidad de onda de cortante.....41

Tabla 4.3. Características de los acelerogramas sintéticos empleados en el análisis.54

NOMENCLATURA

A	Relación de la presión en la interfaz bulbo-suelo con la presión efectiva del suelo.
B	Factor de capacidad de carga.
c	Cohesión del suelo.
c'	Cohesión efectiva del suelo.
D	Diámetro efectivo del bulbo.
d	Diámetro efectivo del fuste del mortero.
E	Módulo de elasticidad.
E_{50}	Módulo de elasticidad al 50% de la deformación.
f	Frecuencia predominante del sismo.
f'_c	Resistencia a la compresión simple del concreto a los 28 días.
g	Aceleración de la gravedad.
G	Módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo.
$G_{máx}$	Módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo del suelo.
h	Profundidad del bulbo respecto a la superficie del terreno.
$h_{ik}(t)$	Función de respuesta del impulso de aceleraciones para un oscilador de un grado de libertad.
H	Altura del muro.
H_{re}	Espesor del relleno en el respaldo del muro.
IP	Índice de plasticidad.
$K(y, t)$	Función de impedancia generalizada o rigidez dinámica del suelo.
K_A	Coefficiente de presión de tierras activo.
K_{AE}	Coefficiente activo de presión de tierras dinámico.
k_h	Aceleración horizontal expresada como una fracción de la gravedad.
K_P	Coefficiente de presión de tierras pasivo.
K_0	Coefficiente de presión de tierra en reposo.
k_v	Aceleración vertical expresada como una fracción de la gravedad.
L_b	Longitud del bulbo.
N	Número de golpes de la prueba de penetración estándar.
NA	Nivel de anclaje.
NME	Nivel de máxima excavación.
N_{60}	Número de golpes corregido al 60% de la energía.
OCR	Coefficiente de preconsolidación del suelo.
p	Presión aparente.
p_a	Presión activa.
P_A	Empuje de tierras activo.
P_{AE}	Suma de la fuerza estática P_A y la fuerza pseudoestática P_E .
p_i	Presión de inyección.
q	Magnitud de sobrecarga distribuida uniformemente.
S_u	Resistencia no drenada del suelo.
t	Tiempo.
V	Carga puntual.
V_s	Velocidad de propagación de onda de cortante.
$V_{s_{re}}$	Velocidad de propagación de onda de cortante del relleno en el respaldo del muro.
$w(y, t)$	Campo de desplazamientos horizontales del muro.
z	Profundidad.
α	Ángulo de inclinación del plano de falla.
α_A	Ángulo de inclinación del plano de falla para el caso activo.
α_P	Ángulo de inclinación del plano de falla para el caso pasivo.
α_V	Ángulo de inclinación de la carga V .
β	Relación de amortiguamiento.
β_V	Ángulo de inclinación de la carga V .
δ	Ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro.

ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo.
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo del suelo.
γ	Deformación angular.
γ_s	Peso volumétrico del suelo.
φ	Ángulo de inclinación de la superficie del terreno.
λ	Longitud de onda.
ν	Relación de Poisson.
ρ	Densidad del material.
σ'_h	Esfuerzo horizontal efectivo.
$\sigma'_{h\text{mín}}$	Esfuerzo horizontal efectivo mínimo.
$\sigma'_{h\text{máx}}$	Esfuerzo horizontal efectivo máximo.
σ_{oct}	Esfuerzo octaédrico.
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo.
$\sigma'_{v\text{mín}}$	Esfuerzo vertical efectivo mínimo.
$\sigma'_{v\text{máx}}$	Esfuerzo vertical efectivo máximo.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Esfuerzos principales.
τ	Esfuerzo cortante.
τ_{cap}	Resistencia al esfuerzo cortante (capacidad).
T_f	Resistencia a la extracción del bulbo.
τ_{res}	Esfuerzo cortante actuante (demanda).
θ	Inclinación de la pared del muro.
ψ	Ángulo de inercia sísmico.
ω	Frecuencia angular.
$\bar{\omega}_i$	Frecuencia espectral.

RESUMEN

En esta investigación se revisa el problema de presiones debidas a efectos sísmicos en excavaciones profundas con estructuras de retención que se conforman a base de pilas ancladas en suelos rígidos, ubicadas en áreas urbanas densamente pobladas mediante el empleo de modelado numérico. Dicha evaluación se realiza de igual forma para sistemas conformados por marcos de concreto. El caso de estudio se ubica en la zona norponiente de la Ciudad de México, en limos arenosos rígidos y arenas limosas, considerando una profundidad máxima de excavación de 30 m. Se evaluó el comportamiento de la excavación y del sistema de retención teniendo en cuenta la respuesta de sitio y los efectos de interacción suelo-estructura, utilizando modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas. A partir del estudio numérico, se evaluó la respuesta sísmica de la excavación en la distribución de presiones laterales, factores de seguridad (e.g. capacidad sobre demanda) y patrones de deformación del terreno durante el evento. Para estudiar los efectos del contenido de frecuencias, la intensidad sísmica y la duración en la distribución del factor de seguridad y los patrones de deformación de la excavación, se evaluó la respuesta sísmica para eventos normales y de subducción, considerando espectros de peligro uniforme con un periodo de retorno de 250 años. Se realizaron análisis de respuesta de sitio, tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo, considerando cada escenario sísmico. Finalmente, se presentan las comparaciones de análisis de estabilidad empleando métodos analíticos con lo obtenido del modelo tridimensional de diferencias finitas, destacando la importancia de uso análisis complejos en el diseño de infraestructura estratégica.

A partir de los resultados obtenidos, se establecieron las presiones dinámicas esperadas en muros rígidos y flexibles, así como la tensión en anclas y la pérdida de postensado, debido a la deformación del suelo después del sismo. Derivado de este trabajo, se determinaron expresiones simplificadas y criterios de diseño para evaluar la distribución de presiones dinámicas durante un sismo en sistemas de retención.

ABSTRACT

This research reviews the problem of pressures due to seismic effects in deep excavations with retention structures composed of anchored piles in rigid soils, located in densely populated urban areas is reviewed through the use of numerical modeling. The evaluation is carried out in the same way for rigid retention systems, composed of concrete frames. The case study is located in the northwestern area of Mexico City, in rigid sandy silts and silty sands, considering a maximum excavation depth of 30 m. The behavior of the excavation and the retention system was evaluated taking into account the site response and the soil-structure interaction effects, using three-dimensional numerical models of finite differences. From the numerical study, the seismic response of the excavation was evaluated in the distribution of lateral pressures, safety factors (*i.e.* capacity over demand) and ground deformations patterns during the event. To study the effects of frequency content, seismic intensity and duration on the safety factor distribution and excavation deformation patterns, the seismic response for normal and subduction events was evaluated, considering uniform hazard spectra (UHS), with a return period of 250 years. Site response analyzes were performed, both in the frequency domain and in the time domain, considering each seismic scenario. Finally, comparisons of stability analyzes using analytical methods with those obtained using the three-dimensional finite difference model are presented, highlighting the importance of using complex analyzes in the design of strategic infrastructure.

Based on the results obtained, the expected dynamic pressures in rigid and flexible walls were established, as well as the tension in anchors and the loss of post-tensioning, due to the deformation of the soil after the earthquake. Derived from this work, simplified expressions and design criteria were determined to evaluate the distribution of dynamic pressures during an earthquake in retention systems.

ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

En el capítulo 1 se resumen los objetivos del trabajo de investigación, los alcances y metas, así como la metodología empleada para el logro de los objetivos. De igual forma, se proporciona un panorama general de los trabajos de investigación con mayor impacto llevados a cabo en este ámbito.

En el capítulo 2 se presentan los conceptos fundamentales con relación a las presiones laterales en elementos de retención. De igual forma, se describen los métodos analíticos empleados para la estimación de presiones dinámicas, así como estudios experimentales, analíticos y numéricos recientes, enunciando sus ventajas y desventajas.

En el capítulo 3 se presentan los conceptos fundamentales relacionados con el análisis sísmico, los modelos constitutivos empleados, así como la estimación de las propiedades dinámicas de los suelos. Se proporcionan los conceptos generales para la evaluación del riesgo sísmico y se enuncian las ventajas de los análisis dinámicos en el dominio del tiempo.

En el capítulo 4 se describen las características geométricas, dinámicas, numéricas y de riesgo sísmico del caso de estudio empleado en el análisis. También, se mencionan los resultados principales del estudio numérico con relación a las presiones dinámicas, elementos mecánicos, desplazamientos laterales y condiciones finales de la tensión en anclas.

Finalmente, se presentan las conclusiones de este trabajo de investigación.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVO

Determinar la distribución de presiones en el respaldo de estructuras de retención compuestas a base de pilas ancladas en suelos rígidos ante eventos sísmicos mediante el empleo de una serie de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas considerando la respuesta del sitio, los efectos de la interacción suelo-estructura, las deformaciones de la excavación y su sistema de retención. De igual forma se determinará la distribución de presiones para sistemas de retención rígidos, compuestos por marcos de concreto, lo que permitirá definir la magnitud del incremento de presión lateral debida a efectos sísmicos en este tipo de estructuras y proporcionar expresiones simplificadas para su evaluación, así como recomendaciones de diseño.

1.2. ALCANCES

A partir del análisis de un caso estudio de una excavación profunda con un sistema de retención a base de pilas ancladas se elaborará un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas para su análisis ante carga sostenida y sísmica considerando la respuesta del sitio, los efectos de interacción suelo-estructura y las deformaciones de la excavación. Se compararán los resultados de los análisis de seguridad del sistema de contención ante carga sostenida y sísmica mediante el empleo de métodos analíticos con los obtenidos empleando un modelo numérico, resaltando la importancia y beneficios del uso de análisis complejos en el diseño de obras de infraestructura estratégica en zonas densamente pobladas. Se identificará la distribución de presiones en el respaldo de este tipo de estructuras de retención ante eventos sísmicos, para la determinación de expresiones simplificadas y recomendaciones de diseño que consideren dichas solicitudes.

1.3. METODOLOGÍA

El procedimiento general para la determinación del incremento de presión debido a efectos dinámicos en estructuras de retención a base de pilas ancladas se muestra en la Figura 1.1. Dicha determinación se basa en la condición final de distribución de presiones una vez que se ha llevado a cabo el procedimiento constructivo. Este enfoque pretende que, a partir de la determinación de las presiones estáticas, se estime la magnitud de presión dinámica máxima.

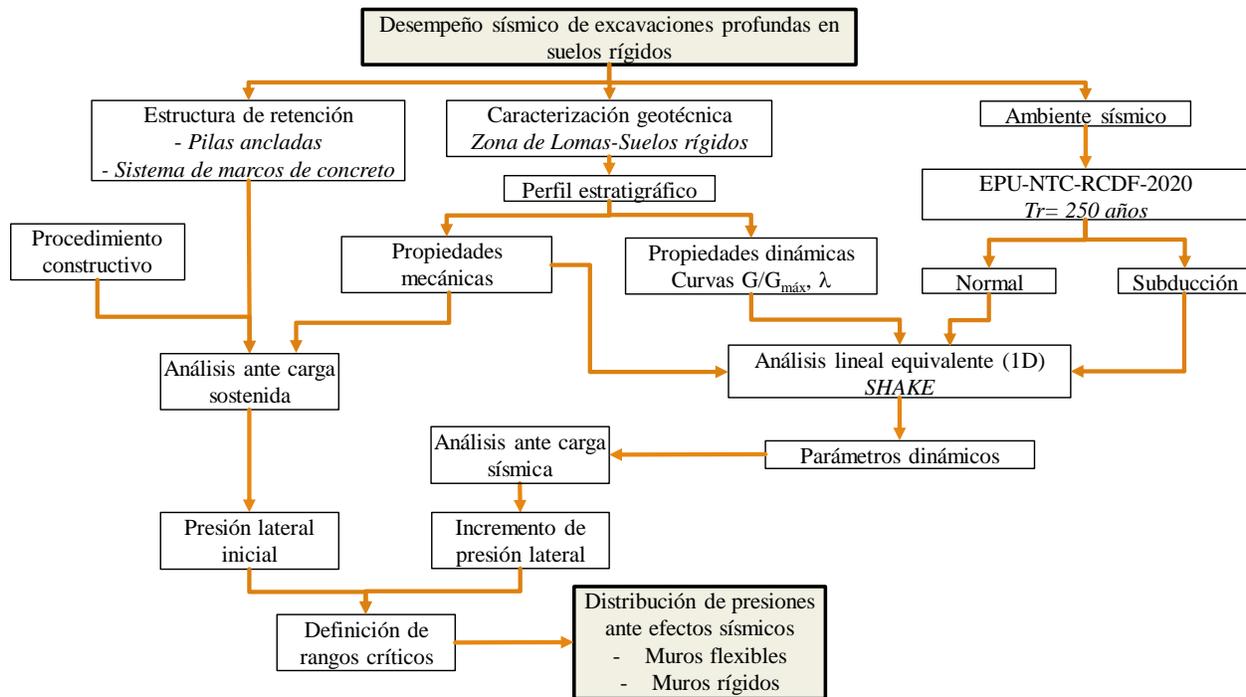


Figura 1.1. Procedimiento para la obtención del incremento de presiones dinámicas en estructuras de retención a base de pilas ancladas.

1.4. ANTECEDENTES

El crecimiento de las grandes urbes demanda que la construcción de edificaciones se desarrolle bajo restricciones importantes de espacio, requiriendo excavaciones en cortes verticales a grandes profundidades. Para llevar a cabo este tipo de obras es necesario el empleo de diversos sistemas de contención como: pilas ancladas, tablestacas ancladas, tablestacas apuntaladas, muros diafragma, anclas, pilas secantes, pilas tangentes, entre otras. Una variable clave en el diseño es la distribución de presiones sísmicas en el respaldo de estructuras de retención. Lo anterior es aún más importante en zonas densamente pobladas donde la interacción perjudicial entre las obras de construcción temporales y las estructuras existentes debe revisarse cuidadosamente para evitar afectaciones en las estructuras cercanas (Roboski & Finno, 2006; Burland & Wroth, 1974).

El comportamiento de excavaciones ha sido observado durante procesos constructivos (Finno, *et al.*, 1989; Salas, *et al.*, 2019) y analizado bajo acciones sísmicas (Usluogullari, *et al.*, 2015; Salas, *et al.*, 2019); sin embargo, existe una falta de información en la literatura técnica referente a excavaciones instrumentadas bajo acciones sísmicas. Diversas investigaciones se han llevado a cabo mediante modelos experimentales de sistemas de retención en el laboratorio (Ishii, *et al.*, 1960; Murphy, 1960; Niwa, 1960; Ortiz, *et al.*, 1983; Atik & Sitar, 2010). La limitación

principal de los resultados de estos experimentos es la diferencia de los niveles de esfuerzo entre los modelos a pequeña escala y el esfuerzo real de campo debido a que las propiedades del suelo dependen del nivel de esfuerzo efectivo, en especial en materiales granulares. La aplicabilidad de la prueba de la mesa vibradora de 1g a pequeña escala para la evaluación de la magnitud de presiones sísmicas es limitada, aunque sus resultados son útiles para examinar el comportamiento cualitativo (Dewoolkar, *et al.*, 2001). En este tipo de pruebas se debe tener en cuenta las condiciones de frontera, por lo que el contenedor debe diseñarse con una frecuencia natural menor que la del depósito de suelo (Kutter, 1995). Una alternativa son las pruebas de centrifuga, con las que es posible replicar en el modelo el estado de esfuerzo de campo, lo que permite la investigación del fenómeno que sólo sería posible en prototipos a gran escala (Al Atik & Sitar, 2008).

En general, el desempeño observado de los muros de contención durante sismos de magnitud importante ha sido satisfactorio (Seed & Whitman, 1970; Gazetas, *et al.*, 2004; Lew, *et al.*, 2010; Geraili Mikola, *et al.*, 2014), especialmente en suelos no saturados (Gazetas, *et al.*, 2004). Los muros de concreto armado durante eventos sísmicos fuertes han sufrido daños limitados (Lew, *et al.*, 1995). Los muros flexibles de concreto reforzado, así como los muros de contención de suelo reforzado, tuvieron un buen desempeño durante el sismo de Chi-Chi Taiwán (Ling, *et al.*, 2001). Por otro lado, las fallas reportadas en muros han sido pocas, como es el caso del colapso de muros de mampostería y concreto no reforzado durante el sismo de Hyogoken-Nambu (Tatsuoka, *et al.*, 1996) o la falla en muros de retención durante el sismo de magnitud 9.5 ocurrido en mayo de 1960 en Chile (Seed & Whitman, 1970). Convencionalmente, el diseño sísmico de muros de contención se ha basado en el uso de métodos analíticos que utilizan el concepto de aceleración pseudoestática aplicada a una masa de suelo, que se supone en un estado de falla prescrito (Okabe, 1926; Mononobe & Matsuo, 1929; Matsuo & Ohara, 1960; Mylonakis, *et al.*, 2007). Se han realizado varios estudios utilizando métodos de equilibrio límite. Algunos se han basado en la modificación del llamado método de Mononobe-Okabe (M-O) (Seed & Whitman, 1970; Mylonakis, *et al.*, 2007). Scott (1973) y Wood (1973) realizaron las primeras aproximaciones en el marco de la teoría de la elasticidad para el análisis del comportamiento dinámico de los muros de contención; sin embargo, las acciones dinámicas son más altas que las obtenidas por métodos de equilibrio límite, lo que conduce a diseños más conservadores y costosos, sumado a la baja ocurrencia de fallas de muros de contención durante acciones sísmicas.

Recientemente, se han propuesto soluciones basadas en el análisis de interacción suelo-estructura (Alampalli & Elgamal, 1990; Veletsos & Younan, 1997; Geraili Mikola, 2012; Brandenburg, *et al.*, 2015; Sciences, National Institute of Building, 2020). Estas soluciones consideran los mecanismos que pueden inducir los desplazamientos relativos entre el muro y el suelo, tales como: la diferencia de magnitudes de desplazamiento entre el campo libre y la estructura, las deformaciones permanentes por pérdida de resistencia y los desplazamientos relativos inducidos por la presencia de estructuras adyacentes a la estructura principal. Actualmente, las reglamentaciones locales y manuales referentes al diseño sísmico de muros de retención se enfocan en el uso de métodos analíticos (Comisión Federal de Electricidad, 2014) y recomiendan el uso de modelos numéricos para la determinación de presiones estáticas, sin abordar recomendaciones para el diseño sísmico (Gobierno de la Ciudad de México, 2020).

La mayoría de las excitaciones sísmicas tienen su energía concentrada entre frecuencias de 0.1 y 10 Hz (Sciences, National Institute of Building, 2020), suponiendo que las longitudes de onda de propagación, $\lambda = V_s/f$, ocurren con una amplitud máxima cerca de la superficie, si la variación es pequeña (*e.g.*, bajas frecuencias con longitudes de onda largas) el movimiento del sistema de retención se acopla con el campo libre; por tanto, los desplazamientos relativos entre el sistema de retención y el suelo son mínimos y las presiones dinámicas son bajas. Por el contrario, las longitudes de onda cortas producen movimientos que disminuyen con la profundidad a lo largo de la altura del muro, provocando que los desplazamientos relativos entre el sistema de retención y el suelo sean diferentes a los de campo libre, induciendo presiones dinámicas altas (Sciences, National Institute of Building, 2020).

En esta investigación se pretende determinar la magnitud de presiones sísmicas en sistemas de retención a base de pilas ancladas, proponiendo una expresión que tome en cuenta factores como: el análisis de respuesta de sitio y la interacción suelo-estructura.

La Tabla 1.1, muestra algunos de los trabajos de investigación que se han llevado a cabo para la estimación de las acciones debidas a efectos dinámicos en estructuras de retención.

Tabla 1.1. Criterios para la estimación de presiones debidas a efectos dinámicos.

Autor	Año	Enfoque	Hipótesis y parámetros de análisis	Resultados	Oportunidades
Mononobe-Okabe (M-O)	1926	Pseudoestático. Equilibrio límite. Experimentos a pequeña escala.	Suelo granular. Muro rígido.	Deducción de método analítico para el cálculo de empujes dinámicos.	La distribución de presión dinámica se desconoce. Se atribuye una proporcionalidad entre la PGA y el incremento de presiones. La resultante de presión dinámica tiene el mismo punto de aplicación que la presión estática. No se toma en cuenta la flexibilidad del muro de retención.
Mononobe-Matsuo	1929	Pseudoestático. Equilibrio límite.	Suelo granular. Muro rígido.	Método analítico para el cálculo de empujes dinámicos.	La variación de presión ejercida sobre el muro no es conocida.
Murphy	1960	Experimental.	Muro de gravedad rígido. Muro anclado. Relleno granular. Excitación en la base por un intervalo de 2.5 minutos.	Ocurrencia de una falla plana con un pendiente mayor que la superficie hipotética en casos estáticos. La posición de la superficie de falla debe modificarse para condiciones de carga dinámica.	La variación de presión ejercida sobre el muro no es conocida.
Seed & Whitman	1970	Pseudoestático. Análisis de datos experimentales.	Suelo granular. Muro rígido.	Modificación del criterio de Mononobe-Okabe (M-O) en la altura de aplicación de la resultante (de 1/3H a 0.6H). Recomendaciones de uso práctico para diseño.	No hace mención de resultados en excavaciones, debido a la temporalidad de las estructuras.
Scott	1973	Interacción suelo-muro (Módulo de reacción de subgrado).	Material de tipo elástico.	Solución basada en la teoría de la elasticidad.	Rigidez alta del muro que implica solicitaciones estructurales altas. La masa del muro no se toma en cuenta. Magnitudes de presiones más altas que las proporcionadas con el método de Mononobe-Okabe (M-O).
Wood	1973	Método de elementos finitos.	Material de tipo elástico. Muro rígido.	Solución basada en la teoría de la elasticidad.	Se generan presiones de más del doble de las obtenidas con equilibrio límite. No se permiten los desplazamientos verticales.
Nadim & Whitman	1982	Método de elementos finitos.	Simulación de planos de falla con interfaz de elementos elastoplásticos. Muro rígido.	Metodología práctica para calcular deformaciones permanentes.	
Steedman & Zeng	1990		Se toma en cuenta las fuerzas internas dentro de la cuña.	La amplificación de atenuación a través del depósito de suelo es un factor importante en la determinación de las presiones dinámicas.	
P. Ortigosa / H. Musante	1991	Método cinemático (Método simplificado).	Desplazamientos horizontales restringidos. Estructuras de retención flexibles y rígidas. Suelo de comportamiento lineal y no lineal.	Cálculo de presiones dinámicas aplicando el desplazamiento máximo en condiciones de campo libre en la base.	El estado de esfuerzos cercano al muro no es tomado en cuenta.
Veletsos & Younan	1994	Analítico.	Muro rígido. Base rígida.	Las presiones exceden lo obtenido con el método de Mononobe-Okabe (M-O). Los métodos elásticos generan presiones altas debido a la consideración de muro rígido.	
Rowland Richards Jr., Chaojie Huang & Kenneth L. Fishman	1999	Método simplificado-Análisis numérico.	Suelo granular. Movimiento del muro (rotación y traslación) La respuesta del muro es la misma que en condiciones de campo libre. Comportamiento plástico no lineal del suelo.	Se incluye el comportamiento no lineal en la respuesta de campo libre. La distribución de presión depende del valor de módulo de rigidez al esfuerzo cortante.	
Li	1999		Amortiguamiento del terreno.	La flexibilidad y amortiguamiento del muro impactan a la magnitud de presiones dinámicas.	
Zeng et. al.,	2000	Método de bloque rotante. Método pseudoestático.	Muro rígido. Cimentación rígida. Influencia de las características del terreno en las deformaciones del muro.	Resultados validados con los llevados a cabo en pruebas de centrifuga.	
Okamura & Matsuo	2002	Experimental.	Relleno de arena densa.	Validación con pruebas de centrifuga.	
Bonola	2002	Método de elemento finito.	Frecuencia de excitación, rigidez en la base del muro.	La heterogeneidad del medio puede conducir a variaciones significativas en la magnitud y distribución de presiones dinámicas.	

Tabla 1.1. (Continuación). Criterios para la estimación de presiones debidas a efectos dinámicos.

Autor	Año	Enfoque	Hipótesis y parámetros de análisis	Resultados	Oportunidades
Theodorakopoulos & Beskos	2003	Analítico.	Excitación armónica. Se emplean 2 muros separados. Base rígida con posibilidad de rotación. Suelo saturado con ley poro elástico dinámica de Biot.	Las fuerzas para un sistema que experimenta rotación son menores a las que se obtienen con un sistema rígido.	
Watanabe	2003	Experimental.	Excitaciones irregulares. Estabilidad ante cargas sísmicas altas.	Cuando los muros convencionales comienzan a rotar, las fuerzas de reacción en la base del muro decrecen induciendo una falla local, por pérdida de capacidad de carga.	
Ostadan	2005	Interacción suelo estructura.	Muro rígido. Base rígida.	Las presiones exceden lo obtenido con el método de Mononobe-Okabe (M-O).	
Psarropoulos	2005	Método de elementos finitos.	Muro de base rígida. Muro de base flexible.	Convergencia entre el método de Mononobe-Okabe (M-O) y las soluciones elásticas para muros flexibles. La heterogeneidad del medio puede conducir a variaciones significativas en la magnitud y distribución de presiones dinámicas.	
Nakamura	2006	Experimental, modelos en centrifuga para muros de gravedad.	Reexaminación del método de Mononobe-Okabe.	No hay bases fijas para convertir una fuerza sísmica en una estática. No es adecuado el empleo del método de Mononobe-Okabe (M-O) para el diseño de muros.	
Mylonakis	2007	Teoría de la plasticidad.	Peso y ángulo de fricción del material, inclinación del muro, inclinación del relleno, rugosidad del muro, sobrecarga en superficie y aceleración vertical y horizontal.	Gráficas de ayuda para la estimación de empujes dinámicos.	Los resultados numéricos indican que la solución sobreestima las presiones activas y subestima las pasivas.
Al Atik & Sitar	2010	Experimental. Modelo en centrifuga.	Muro flexible. Base flexible.	Las presiones son inferiores a lo obtenido con el método de Mononobe-Okabe (M-O).	
Xu, et. al.	2015	Analítico.	Toma en cuenta el efecto de la cohesión del suelo.	Estimación de empujes dinámicos mediante el método (LSR) considerando una espiral logarítmica para suelos cohesivo-friccionantes.	
Blandenberg et. al.	2015	Análisis cinemático.	Toma en cuenta la rigidez del muro y longitud de onda.	Ayudas de diseño para el cálculo de empujes dinámicos.	
Hushmand et. al.,	2016	Experimental. Modelo en centrifuga.	Muro flexible. Base flexible. Simula condiciones de empotramiento.	Las presiones son inferiores a los obtenido con el método de Mononobe-Okabe (M-O).	
Sciences, National Institute of Building	2020	Análisis cinemático.	Rigidez del muro, velocidad de onda de cortante del depósito, altura del muro.	Proporciona una metodología de análisis para la estimación de empujes dinámicos en función de la frecuencia fundamental de la excitación, altura del muro y propagación de ondas en el suelo.	

2. MARCO TEÓRICO

2.1.1. Tipos de muros

La clasificación de los muros se ha basado en términos de cualidades como: flexibilidad, masa, y condiciones de anclaje.

Los muros de gravedad son el tipo más simple de elementos de retención. Se caracterizan por poseer una rigidez y espesor suficiente para que no puedan sufrir deflexiones considerables. Es decir, su tendencia al movimiento es esencialmente la de un cuerpo rígido.

Los muros empotrados (en voladizo), son elementos cuya restricción al movimiento se genera fundamentalmente en su base, se caracterizan por ser más flexibles que los muros de gravedad. Las propiedades como la rigidez lateral y resistencia tienen influencia en la deflexión ante los procesos de presión lateral.

Los muros apuntalados o anclados son aquellos en los que se les impone una restricción lateral con la finalidad de reducir la deflexión o movimiento (traslacional o rotacional). Las restricciones laterales a lo largo del muro imponen elementos mecánicos de baja magnitud, por lo que pueden emplearse secciones estructurales relativamente flexibles.

2.1.2. Tablestacas

Cuando se tienen restricciones importantes de espacio para el desarrollo de excavaciones, y especialmente en suelos blandos es común recurrir al empleo de tablestacas. Este tipo de sistemas pueden hincarse previamente o colarse in situ, como es el caso de muros *Milán*. Las características principales que estos sistemas deben tener son: baja o nula permeabilidad, para evitar la entrada de agua a la excavación y; suficiente rigidez para soportar las presiones de tierra y de agua. Durante la selección del tipo de material del que conforman la tablestaca (madera, acero o concreto) se deben considerar factores como la deformabilidad debido a que, la rigidez del sistema en conjunto con el apuntalamiento colabora en la reducción de desplazamientos laterales. La rigidez de la tablestaca puede ayudar también a reducir el número y la separación de puntales facilitando la construcción al interior de la excavación. En la mayoría de los casos estos sistemas no son recuperables debido a la deformación impuesta por las presiones laterales, pasando a ser parte del sistema de retención definitivo.

En la Figura 2.1 se muestran los tipos de materiales y uniones empleados en tablestacas.

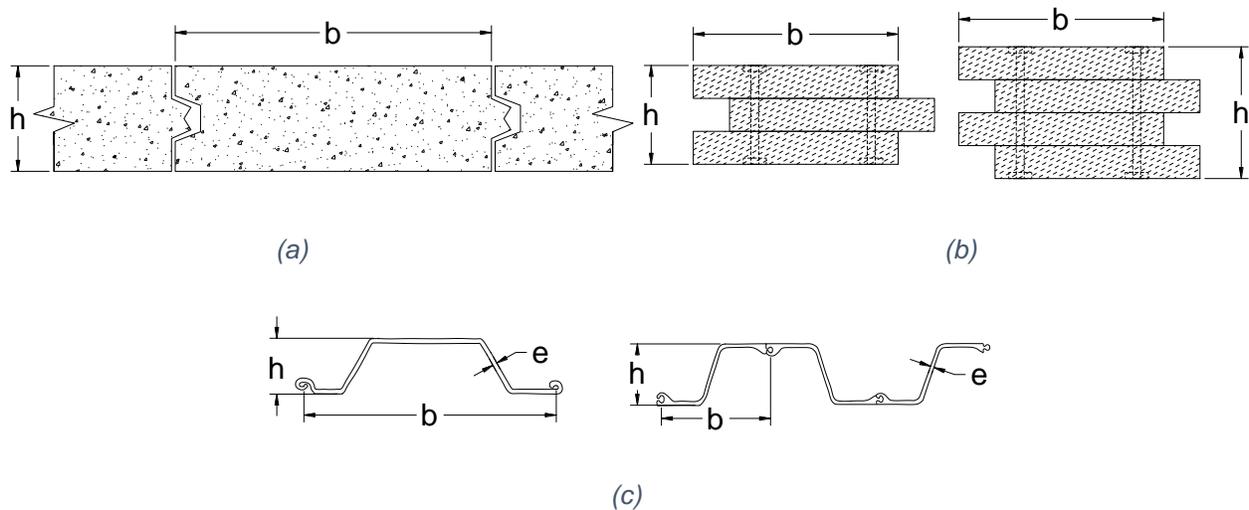


Figura 2.1. Tablestacas a base de (a) concreto, (b) madera y (c) acero.

Conforme se colocan los niveles de apuntalamiento y el desplazamiento de la tablestaca sea restringido, la distribución de presiones incrementa presentando valores superiores a los estimados con métodos analíticos. Para fines de diseño se pueden emplear diagramas de presión redistribuida.

2.1.3. Sistemas anclados

Los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o restablecer su estabilidad (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 2002). Este tipo de sistemas proporcionan fuerzas que estabilizan la masa de suelo y suelen emplearse como complemento de sistemas, como muros de retención, tablestacas, entre otros. En términos generales, los sistemas anclados tienden a restablecer el confinamiento del suelo para garantizar su estabilidad.

En los sistemas anclados se identifican 3 componentes: la longitud de bulbo, longitud libre y la cabeza del anclaje. La longitud de bulbo es la encargada de transmitir la carga aplicada al suelo circundante y debe estar localizada fuera de la superficie hipotética de falla. La longitud libre es la porción del preesfuerzo que se elonga elásticamente transmitiendo la carga a la longitud de bulbo. La cabeza del anclaje es el conjunto de elementos que permiten y mantienen la imposición de carga al ancla. En la Figura 2.2 se esquematizan las principales componentes de un sistema de anclaje.

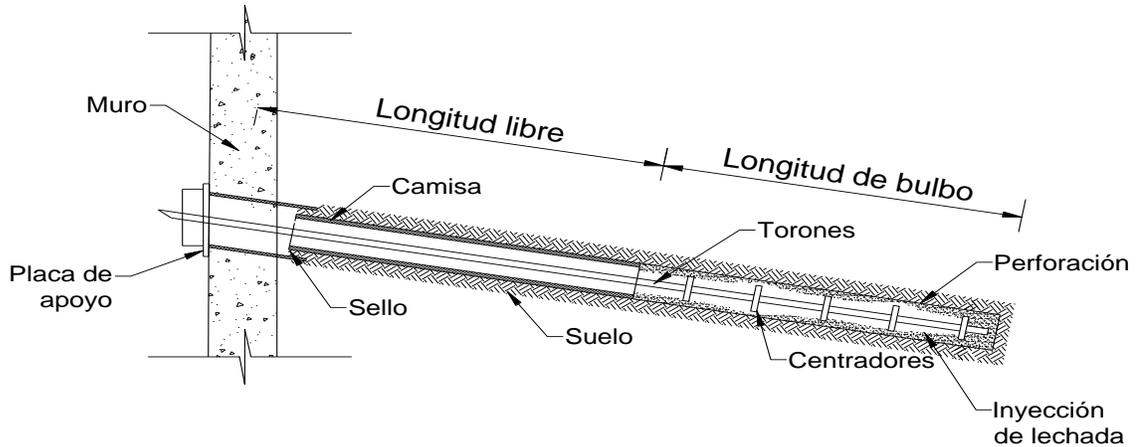


Figura 2.2. Componentes principales de un sistema de anclaje. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).

El empleo de anclas es extenso tanto en obras temporales como permanentes. Sabatini et al., (1999) definen a un sistema temporal como aquel que es removido o es inoperante una vez que se ha completado los sistemas permanentes. El periodo de tiempo en el cual se le denomina a un sistema temporal es usualmente de 18 a 36 meses; sin embargo, suele ser menor o mayor debido a las condiciones específicas del proyecto. Por el contrario, el tiempo de servicio en el caso de sistemas de anclaje permanente suele considerarse de 75 a 100 años (Sabatini, et al., 1999).

Bajo ciertas condiciones de proyecto y construcción, el empleo de anclas ofrece mayores ventajas sobre los sistemas convencionales. Algunas de las ventajas del empleo de anclas sobre muros de gravedad son: espacios de trabajo despejados; capacidad de soporte de presiones laterales relativamente altas sin el incremento de la sección transversal; la pared anclada puede incorporarse al sostenimiento permanente; no se emplea relleno; reduce el tiempo de construcción y; optimiza el área de excavación.

El diseño de este tipo de sistemas debe garantizar la seguridad local y global de la excavación, talud o corte, lo anterior se puede alcanzar incluyendo en los análisis por efectos sísmicos, las presiones de agua o condiciones especiales, como la presencia estructuras aledañas. En la Figura 2.3, se muestran los modos de falla en un tablestacado con anclaje.

Cuando el ancla es cargada se somete a esfuerzos de tensión. Si estos esfuerzos son superiores a la capacidad del ancla, inevitablemente falla. Es recomendable que la carga no exceda el 60% de la resistencia a la tensión mínima especificada para condiciones de diseño final y; 80% para condiciones de carga temporal (Sabatini, et al., 1999).

Es de suma importancia que, en el diseño de anclajes se considere el procedimiento constructivo, por la alteración debida a la perforación y el fracturamiento ocasionado por la inyección del bulbo.

Funcionalmente, las anclas se clasifican como activas y pasivas. Las anclas activas inducen fuerzas en sentido contrario a las que provocan el deslizamiento y las anclas de fricción aumentan las fuerzas resistentes.

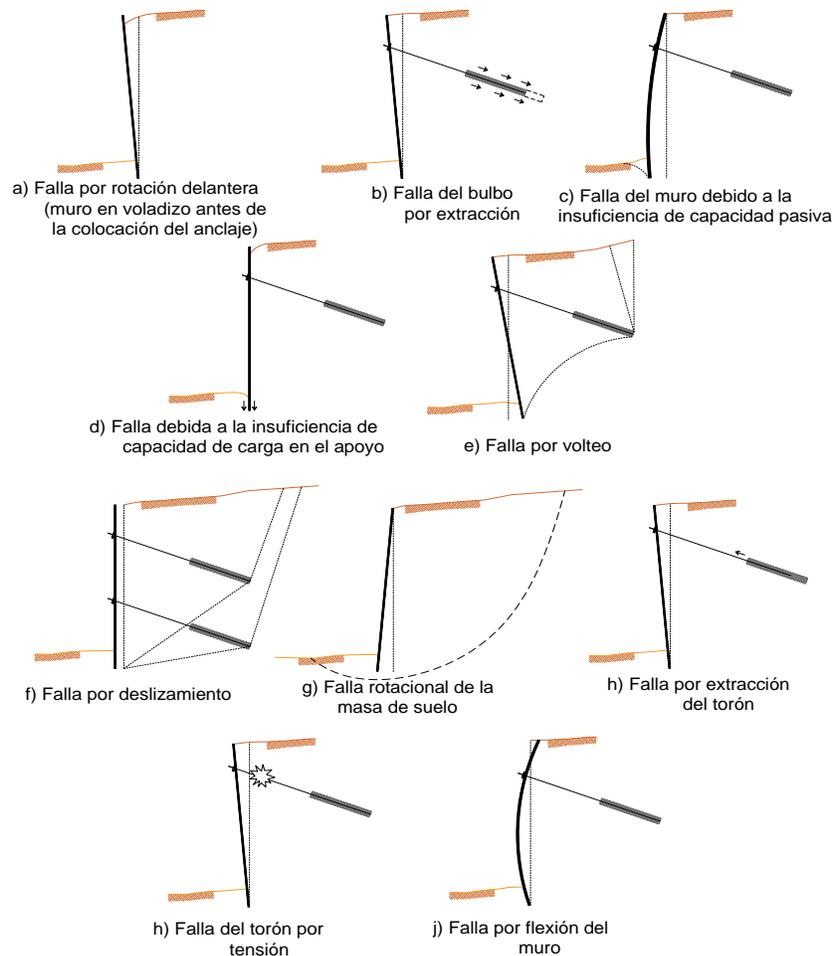


Figura 2.3. Modos de falla en un tablestacado con anclaje. Modificado de (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 2002).

La capacidad de los sistemas de anclaje, T_f , suele estimarse a partir de expresiones que relacionan las propiedades del suelo con los efectos debido al nuevo estado de esfuerzo inducido, así como la capacidad de carga de la punta del ancla, empleando expresiones como la propuesta por Littlejohn (1980).

$$T_f = A \sigma'_v \pi D L_b \tan \phi + B \gamma_s h [D^2 - d^2] \quad (2.1)$$

donde:

A	relación de la presión en la interfaz bulbo-suelo con la presión efectiva del suelo
B	factor de capacidad de carga
σ'_v	esfuerzo vertical efectivo adyacente al bulbo del ancla
γ_s	peso volumétrico efectivo del suelo
h	profundidad del bulbo respecto a la superficie del terreno
D	diámetro efectivo del bulbo
d	diámetro efectivo del fuste de mortero
L_b	longitud del bulbo
ϕ	ángulo de fricción interna

Es recomendable que la capacidad en términos de la presión de inyección sea tomada con cautela, debido a que en suelos de alta permeabilidad la presión de inyección se disipa durante la etapa de endurecimiento plástico y la lechada permea a través del suelo (Littlejohn, 1980); por lo que se puede sobreestimar la capacidad del ancla. Es por ello que, se recomienda el empleo de una expresión reducida para la estimación de la resistencia a la extracción del bulbo.

$$T_f = \frac{2}{3} p_i \pi D L \tan \phi \quad (2.2)$$

donde:

p_i	presión de inyección
-------	----------------------

2.2. EMPUJE DE TIERRAS

Los sistemas de retención deben ser diseñados para resistir las presiones laterales del suelo, así como las presiones de agua, en caso de que se presenten. Los empujes en los muros de retención son inducidos como resultado del peso propio del suelo retenido. En el diseño de muros de retención deben considerarse condiciones de presión activa, presión de reposo y presión pasiva, así como factores externos que induzcan cargas en estos elementos. Factores como la flexibilidad del muro, elemento de retención empleado, el tipo de movimiento (traslación

o rotación), la rigidez y propiedades de resistencia del suelo, así como la interfaz suelo-muro determinan el tipo de presión que ejerce el suelo hacia el elemento de retención.

En el caso de muros empotrados, la estabilidad depende del balance de presiones, por un lado, la presión activa actuando en el respaldo del muro y la presión pasiva en el otro.

Los criterios para la estimación de las presiones en el respaldo se han abordado históricamente mediante soluciones analíticas.

2.2.1. Presión de reposo

La estimación del estado de esfuerzo inicial de la masa de suelo es de suma importancia en los proyectos geotécnicos. La construcción de estructuras o de excavaciones, impone distintos fenómenos en las condiciones de esfuerzo del suelo. El comportamiento depende en gran medida de la historia de carga del sitio. Debido a las dificultades que en ocasiones existe en el muestreo del suelo, no es posible determinar el estado de esfuerzo en el que se encuentra. En forma convencional, la estimación de la presión vertical se obtiene a partir de la presión que ejerce la masa de suelo por efectos gravitatorios a una determinada profundidad.

La magnitud del esfuerzo horizontal depende fuertemente de la historia geológica del sitio. Diversos estudios se han realizado para determinar la variación del estado de esfuerzo lateral, e.g., Jaky (1944), Mayne y Kulhawy (1982), Mayne (1984). Sin embargo, es frecuente representar a la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y vertical por medio del coeficiente de presión de tierra en reposo, K_0 .

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.3)$$

La estimación del valor del coeficiente K_0 en forma empírica se ha establecido para condiciones de suelos normalmente consolidados a partir expresiones como la propuesta por Jaky (1944):

$$K_{0,nc} = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}\right) \quad (2.4)$$

donde:

ϕ' ángulo de fricción interna efectivo

que en forma simplificada puede expresarse como:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.5)$$

En suelos de grano fino el coeficiente puede estimarse con base en la expresión propuesta por Massarsch (1979):

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP(\%)}{100} \right] \quad (2.6)$$

Para el caso de suelos preconsolidados el valor puede estimarse empleando expresiones como la propuesta por Wroth (1975):

$$K_0 = OCR K_{0,nc} - \frac{\nu}{1 - \nu} (OCR - 1) \quad (2.7)$$

o la propuesta por Schmidt (1966):

$$K_0 = K_{0,nc} (OCR)^\alpha \quad (2.8)$$

donde:

$$\alpha = \sin(1.2 \phi') \quad (2.9)$$

Mayne y Kulhawy (1982) sugieren el empleo del siguiente valor:

$$\alpha = \sin \phi' \quad (2.10)$$

Con base en la relación observada entre el incremento del coeficiente de presión lateral, K_0 , con la relación de preconsolidación, $OCR = \sigma'_{vm\acute{a}x} / \sigma'_{v0}$ en arcillas, así como la resistencia normalizada no drenada, C_u / σ'_{v0} y la relación de preconsolidación, OCR , Mayne (1984) recopiló los datos de resultados de laboratorio de distintas muestras de arcilla, donde ambas relaciones fueron definidas, desarrollando relaciones directas entre K_0 y C_u / σ'_{v0} .

2.2.2. Teoría de Rankine

La presión activa o la presión pasiva pueden ser consideradas en términos de los esfuerzos máximo y mínimo que pueden presentarse en la masa de suelo. La condición de muro liso es una consideración empleada en el desarrollo de la teoría de Rankine. Esto es, que el contacto entre la estructura y suelo no produce cambios en el estado de esfuerzo. Considerando un elemento dentro de la masa de suelo sujeto a una presión vertical efectiva como el que se presenta en la Figura 2.4, este puede llevarse a la falla de dos maneras. La presión horizontal

puede incrementarse hasta la falla en el punto B, ver Figura 2.5, cuando se alcanza el esfuerzo horizontal máximo, $\sigma'_{h(\text{máx})}$. De igual forma el esfuerzo horizontal puede ser reducido hasta la falla en el punto A, donde el esfuerzo horizontal alcanza su valor mínimo, $\sigma'_{h(\text{mín})}$. La condición es planteada en la Figura 2.5 para el caso de un suelo puramente friccionante, en esta condición se desarrollan dos familias de planos inclinados que forman un ángulo de $(45 + \phi/2)$ y $(45 - \phi/2)$ con la superficie horizontal, para el caso activo y pasivo, respectivamente.

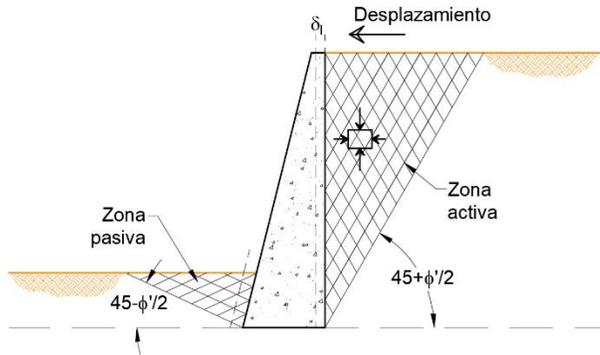


Figura 2.4. Movilización de la presión activa y pasiva de Rankine para un muro liso de retención. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).

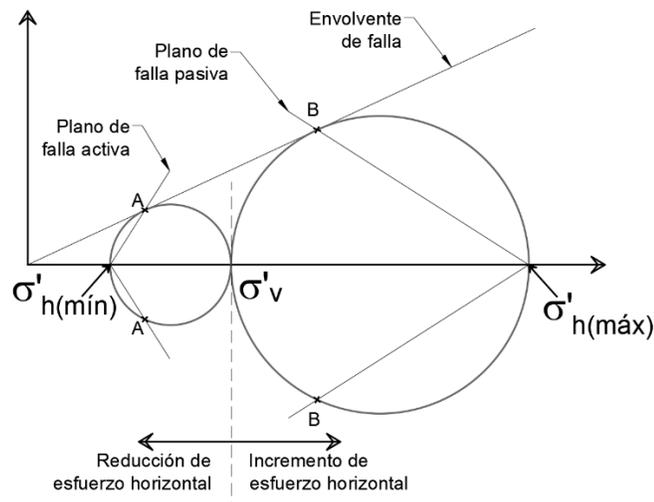


Figura 2.5. Presiones horizontales límite activa y pasiva. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).

La presión activa queda definida como:

$$p_a = \gamma_s z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = K_a \gamma_s z \quad (2.11)$$

donde K_a es el coeficiente de presión horizontal para la condición activa:

$$K_a = \frac{\sigma'_{h(\min)}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \phi'/2 \right) \quad (2.12)$$

La distribución de presión activa depende de las propiedades de resistencia del suelo. En el caso de materiales cohesivos que se encuentran de forma superficial pueden obtenerse valores teóricos de tensión; sin embargo, esta situación no se presenta en campo.

En el caso de un suelo puramente friccionante, Rankine dedujo que la presión activa tiene una distribución triangular, cuya resultante actúa a 1/3 de la altura del muro:

$$P_a = \frac{1}{2} K_A \gamma_s H^2 \quad (2.13)$$

En el caso de materiales cohesivo-friccionantes el valor de los coeficientes de presión activa y pasiva son:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \phi'/2 \right) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan \left(45^\circ - \phi'/2 \right) \quad (2.14)$$

$$K_P = \tan^2 \left(45^\circ + \phi'/2 \right) + \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan \left(45^\circ + \phi'/2 \right) \quad (2.15)$$

Para materiales cohesivos, los coeficientes de presión activa y pasiva son:

$$K_a = 1 - \frac{2S_u}{\sigma_v} \quad (2.16)$$

$$K_p = 1 + \frac{2S_u}{\sigma_v} \quad (2.17)$$

Basta la generación de desplazamientos pequeños en los muros de retención para generar un estado de presión activa (en el caso de rellenos puramente friccionantes); por lo que, los muros en general son diseñados para esta condición. En el caso de muros de retención cuya restricción al movimiento se genera por el empleo de puntales o sistemas entibados, la presión lateral puede ser superior a la presión activa.

2.2.3. Teoría de Coulomb

Coulomb estudió el problema del empuje sobre los muros de retención, suponiendo que en el respaldo del muro actúa una fuerza, resultado del peso de una cuña que se desliza sobre una superficie de falla plana. Mediante el equilibrio de fuerzas se determina la magnitud de la fuerza actuante. Coulomb supone que en el contacto suelo-muro se desarrollan esfuerzos cortantes que modifican la dirección y magnitud del empuje.

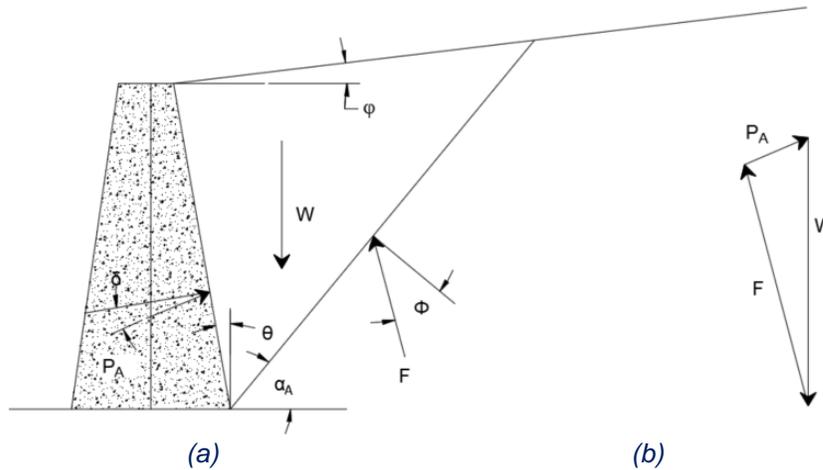


Figura 2.6. (a) Fuerzas actuando en una cuña de falla activa para un muro de retención y (b) polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio. Modificado de (Kramer, 1996)

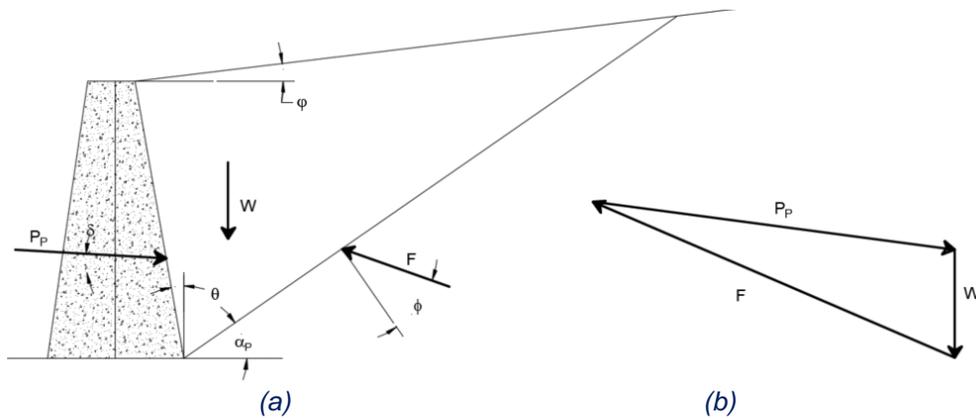


Figura 2.7. (a) Fuerzas actuando en una cuña de falla pasiva para un muro de retención y (b) polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio. Modificado de (Kramer, 1996)

Mediante el empleo de la teoría de Coulomb se puede estimar la magnitud del empuje en casos donde se tienen geometrías complejas, cargas superficiales y fuerzas debidas al flujo de agua considerando a la cuña de falla como un cuerpo libre y planteado el equilibrio de fuerzas (Figura 2.7).

En la Figura 2.7, se identifican los parámetros a partir de los cuales se pueden definir los coeficientes para el cálculo de presiones activa y pasiva:

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi)}{\cos \delta \cos \varphi}} \right]^2} \quad (2.18)$$

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi)}{\cos \delta \cos \varphi}} \right]^2} \quad (2.19)$$

El ángulo de inclinación del plano de falla se puede estimar con las siguientes expresiones:

$$\alpha_A = 90^\circ - \phi - \text{angtan} \left[\frac{-\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi)(1 + \tan \delta \cot \phi)}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (2.20)$$

$$\alpha_P = 90^\circ + \phi - \text{angtan} \left[\frac{\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi)(1 + \tan \delta \cot \phi)}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (2.21)$$

2.2.4. Efecto de sobrecargas

La estimación de los empujes en sistemas de retención debe considerar las condiciones particulares del proyecto, como lo son las sobrecargas debidas a las maniobras de maquinaria, equipo, personal, o la presencia de estructuras adyacentes. Dichas solicitaciones y las presiones debidas al agua, se adicionan a las presiones activas.

Para el caso de sobrecargas uniformes de ancho infinito, el empuje aumenta contra la estructura en una magnitud, igual al producto de la sobrecarga y el coeficiente K correspondiente al estado activo o pasivo:

$$p = K(\gamma_s z + q) \quad (2.22)$$

donde q es la magnitud de la sobrecarga distribuida uniformemente.

El incremento en la presión lateral puede evaluarse para una sobrecarga de ancho finito. Para ello, se puede emplear la expresión propuesta por Spangler y Mickle (1956). La presión está dada por la siguiente expresión:

$$q = \frac{V}{x_2 - x_1} \quad (2.23)$$

donde x_1 y x_2 son las distancias perpendiculares que definen el ancho de aplicación de la carga uniforme (Figura 2.8).

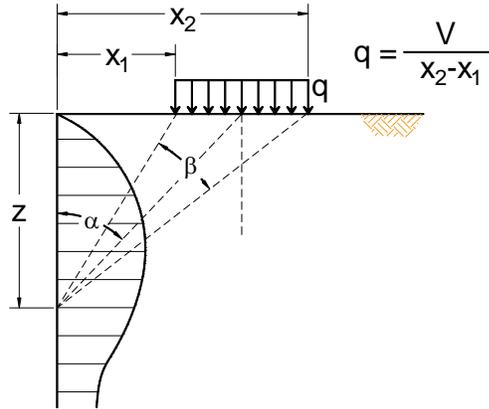


Figura 2.8. Carga uniforme de ancho finito. Modificado de (Comisión Federal de Electricidad, 2014).

Para muros antes de alcanzar la cedencia:

$$\Delta p = \frac{2}{\pi} q (\beta_V - \sin \beta_V \cos 2\alpha_V) \quad (2.24)$$

donde:

α_V, β_V se expresan en radianes.

Para muros con cedencia:

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} (\beta_V - \sin \beta_V \cos 2\alpha_V) \quad (2.25)$$

$$\beta_V = \tan^{-1} \left(\frac{x_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x_1}{z} \right) \quad (2.26)$$

$$\alpha_V = \tan^{-1} \left(\frac{x_2 + x_1}{2z} \right) \quad (2.27)$$

2.2.5. Diagramas de presiones aparentes

Terzaghi y Peck (1967) y Peck (1969) desarrollaron las bases teóricas de los diagramas de presión aparentes o de diseño, que representan la envolvente de presiones calculadas

mediante mediciones en campo para excavaciones. Estos diagramas son de forma trapezoidal o rectangular y atienden al tipo de material en el que se desarrolle la excavación.

Su uso en la práctica conlleva diseños conservadores, debido a que las cargas que debe soportar cierto nivel de apuntalamiento o arriostamiento atienden al área tributaria de dicha figura, que no necesariamente es menor que la presión desarrollada en campo.

Los diagramas de presión aparente se desarrollaron bajo los siguientes criterios:

- El suelo se supone homogéneo con un comportamiento de resistencia no drenado para arcillas y drenado para arenas.
- La excavación debe tener una profundidad mayor de 6 m y ser relativamente amplia.
- Los movimientos del sistema de contención son considerables para que se movilice completamente el valor de resistencia del suelo.
- El nivel freático no es considerado cuando se excava en arenas. Para el caso de arcillas, este factor no es relevante.

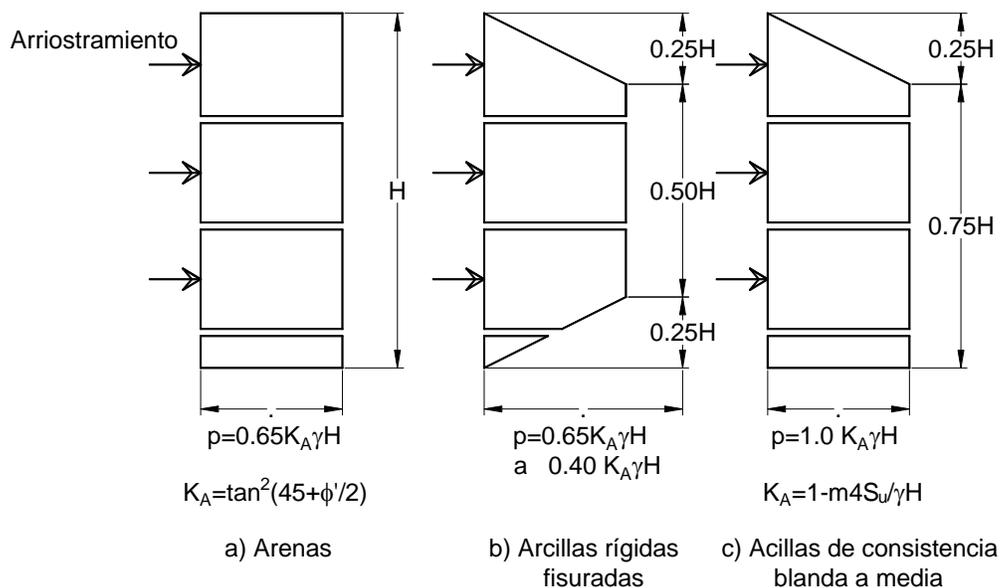


Figura 2.9. Envolventes de presiones propuestas de Terzaghi y Peck. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).

2.3. EMPUJE DE TIERRAS DINÁMICO

El comportamiento dinámico de estructuras de retención depende del desarrollo de las presiones laterales durante el evento sísmico. Las acciones totales se deben a las existentes debido a efectos gravitatorios y las acciones inducidas por efectos sísmicos. Las observaciones

del desempeño ante eventos dinámicos de muros de retención en excavaciones profundas han demostrado que las fallas son raras, incluso en estructuras que no fueron diseñadas para la magnitud real de la carga sísmica (Geraili Mikola *et al.*, 2014). Los primeros planteamientos se realizaron en el marco de las teorías clásicas que están basadas en la aceleración de una cuña de suelo (Mononobe & Matsuo, 1929). En este marco, se supone que las presiones inducidas debido a efectos sísmicos están relacionadas a la aceleración y no con el desplazamiento relativo entre el muro y el suelo.

Debido a la naturaleza transitoria de las acciones se desarrollan tanto decrementos como incrementos de presión durante la duración total del movimiento sísmico. En forma práctica en este fenómeno solo se considera para los valores máximos que pueda presentarse.

Se han planteado diversas soluciones para la estimación de las presiones debidas a acciones sísmicas en el respaldo de estructuras de retención. Los primeros planteamientos obedecen a soluciones analíticas en el marco de la teoría de la elasticidad (Scott, 1973; Wood, 1973).

Los mecanismos de falla de los muros de retención se han observado en mayor número mediante la ejecución de modelos a escala en mesas vibratorias (Murphy, 1960). González & Romo (2013) elaboraron modelos a escala para la generación de mecanismos de reducción de presiones dinámicas a partir del uso de inclusiones compresibles de poliestireno expandido.

Estudios recientes han demostrado que los conceptos detrás de los métodos analíticos tienen errores fundamentales, confirmados por estudios experimentales que demuestran que sobreestiman las presiones de tierra. El desarrollo de procesos analíticos que involucran suelos elásticos, muros de retención rígidos sobre una base rígida (Ostadan, 2005; Veletsos & Younan, 1994) indica incrementos de presión superiores a los estimados por el método de Mononobe-Okabe. Por otro lado, los estudios experimentales que implican el uso de una base y muro flexibles (Atik & Sitar, 2010; Hushmand, *et al.*, 2016) indican valores de presión inferiores a los estimados con el método de Mononobe-Okabe.

Brandenberg *et al.*, (2015) exponen que la componente cinemática de interacción varía de forma significativa con la relación entre la longitud de onda y la altura del muro (λ/H), asintótica a cero para valores altos de λ/H , y oscila entre el valor pico y cero para $\lambda/H < 2.3$.

Si el movimiento del muro y el suelo es comparable en amplitudes de desplazamiento, no se desarrollan presiones significativas debidas al sismo. Los movimientos del suelo debido a

sismos se desarrollan en un intervalo de frecuencias que oscila entre 0.1 y 10 Hz. La longitud de onda producida se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \quad (2.28)$$

donde

V_s velocidad de onda de cortante
 f frecuencia predominante del sismo.

Cuando el movimiento del muro es cercano al movimiento del suelo en condiciones de campo libre, los desplazamientos relativos son mínimos y las presiones inducidas debidas a efectos sísmicos son bajas. En el caso de longitudes de onda cortas que decrecen significativamente con la profundidad del muro, el movimiento relativo del muro y el suelo puede diferir, induciendo presiones altas en el muro.

2.3.1. Criterio de Mononobe-Okabe

Okabe (1926) y, Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron las bases para el análisis sísmico pseudoestático para estructuras de retención. El método de Mononobe-Okabe es una extensión de la teoría de Coulomb para condiciones pseudoestáticas (Kramer, 1996). En el método de Mononobe-Okabe se supone una falla plana que pasa por el pie del sistema de contención a una inclinación determinada; por lo que, el comportamiento de la cuña de falla actúa como un cuerpo rígido que es sometido a aceleraciones horizontales y verticales. En esta condición la distribución de presiones debidas a efectos dinámicos no es conocida.

La presión activa total puede ser expresada en condición similar a la desarrollada para condiciones estáticas:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.29)$$

donde el coeficiente dinámico de presión de tierra activo es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \varphi - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\varphi - \theta)}} \right]^2} \quad (2.30)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.31)$$

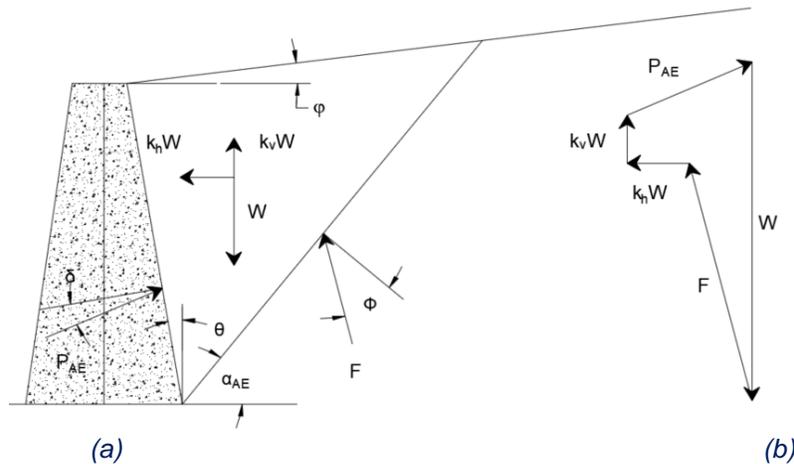


Figura 2.10. (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe, (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas en la cuña activa. Modificado de (Kramer, 1996).

A pesar de las suposiciones que se tienen en el método de Mononobe-Okabe, sigue siendo uno de los más usados en ingeniería. Ostadan y White (1998) enlistaron algunas de las razones por las que se ha tenido un abuso del método:

- Las paredes de los muros de edificios no ceden, por lo que el movimiento puede estar limitado debido a la presencia de diafragmas de piso. Esta condición no favorece el desarrollo de los desplazamientos, por lo que la condición de estado límite durante el desarrollo del sismo no se cumple.
- El contenido de frecuencias del movimiento del suelo no se considera de forma directa, ya que un solo parámetro (e.g. aceleración pico) puede tergiversar el contenido de energía del movimiento en frecuencias importantes para las amplificaciones del suelo.
- No se consideran las propiedades dinámicas del suelo (i.e. velocidad de ondas y amortiguamiento del material).
- No se consideran los efectos de no linealidad del suelo.
- No se considera la interacción suelo-estructura, como el cabeceo, variación del movimiento del suelo, geometría y profundidad de empotramiento de la estructura.

2.3.2. Criterio de Seed y Whitman

Seed & Whitman (1970), desarrollaron un análisis paramétrico en el que se evaluaron los efectos del cambio del ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo, el ángulo de fricción interna

del suelo, la inclinación de la pendiente del relleno y la magnitud de la aceleración vertical. Se observó que la magnitud total de presión actuando en el respaldo del muro se puede dividir en una componente inicial de presión estática y un incremento de presión debido a los efectos dinámicos.

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (2.32)$$

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{ae} \quad (2.33)$$

Basado en el resultado del estudio paramétrico proponen el empleo de las siguientes expresiones para fines prácticos:

$$\Delta K_{AE} \approx \left(\frac{3}{4}\right)k_h \quad (2.34)$$

$$\Delta P_{AE} = (3/8) k_h \gamma_s H^2 \quad (2.35)$$

donde

k_h es la aceleración horizontal expresada como una fracción de la gravedad.

Seed y Whitman (1970) con base en las observaciones hechas de los sismos de Chile en 1960 y Niigata en 1964, plantearon considerar el significativo problema que implican los desplazamientos en muros de retención debido al incremento de presiones laterales por efectos sísmicos.

2.3.3. Criterio de Conti y Viggiani

Conti y Viggiani (2013) propusieron un método para el análisis pseudoestático de sistemas de contención comúnmente denominados en voladizo basado en análisis de equilibrio límite. Derivado de un estudio paramétrico de un muro de contención, analizaron profundidades diferentes de empotramiento, resistencias del suelo y resistencia en la interfaz suelo-muro. Conti y Viggiani (2013) concluyeron que ante el incremento de resistencia en la interfaz suelo-muro tanto la aceleración crítica como el momento flexionante máximo se incrementan. Es decir, un sistema suelo-muro de mayor rigidez sufre menores desplazamientos laterales; sin embargo, se incrementan las fuerzas internas del muro.

2.3.4. Criterio de Veletsos y Younan

La solución planteada por Veletsos y Younan (1995) superpone la solución homogénea debida a la presión normal ejercida por el muro con la solución particular debida al campo libre de desplazamientos. La magnitud y distribución de estas presiones deben ser tales que los

desplazamientos que producen, más los debidos al campo libre, sean iguales a los desplazamientos del muro. Definiendo al campo lejano de desplazamientos horizontales en el interior del relleno, relativo al movimiento en la base del éste como $u_f(y, t)$, que corresponde al campo libre en un estrato de extensión lateral infinita; es decir un relleno en ausencia de muro y; $w(y, t)$, como el desplazamiento horizontal del muro, se pueden definir las presiones normales, $\sigma(y, t)$, para asegurar la compatibilidad entre las componentes del desplazamiento a lo largo del muro como:

$$(P_{AE}) = K(y, t)[u_f(y, t) - w(y, t)] \quad (2.36)$$

donde $K(y, t)$ es una función de impedancia generalizada o rigidez dinámica del suelo.

Si se impide la rotación del muro se tiene $w = 0$.

El campo de desplazamientos en el interior del relleno sin la presencia de muro cumple con la siguiente ecuación de onda:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{1}{V_{s_{re}}^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.37)$$

donde $V_{s_{re}}$ es la velocidad de onda de cortante predominante en el estrato de relleno.

Resolviendo la ecuación por separación de variables y el campo de desplazamientos se expresa como una combinación lineal de componentes modales, se tiene:

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} Y_n(y) T_n(t) \quad (2.38)$$

que representa la siguiente ecuación característica:

$$\frac{Y_n''}{Y_n} = \frac{1}{V_{s_{re}}^2} \frac{T_n''}{T_n} \quad (2.39)$$

cuyas soluciones armónicas modales para $Y_n(y)$ y $T_n(t)$

$$Y_n(y) = \sin \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (2.40)$$

$$T_n(t) = e^{i\omega_n t} \quad (2.41)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.40) y (2.41) en la ecuación (2.39), se obtiene:

$$\left[\frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} \right]^2 = \frac{\omega_n^2}{Vs_{re}^2} \quad (2.42)$$

por lo que la frecuencia angular del modo n , ω_n , es:

$$\omega_n = \frac{(2n-1)}{2H_{re}} \pi Vs_{re} \quad (2.43)$$

Dicha solución es armónica, con dependencia del tiempo, dada por el factor $e^{i\omega_n t}$, donde ω es la frecuencia angular, t es el tiempo, e $i = \sqrt{-1}$.

2.3.5. Pruebas centrífugas

El principio del empleo de modelos en centrifuga es el uso de valores mayores de gravedad para inducir distribuciones y estados de esfuerzo similares a los que se tienen en prototipos a escala. Algunas de las ventajas principales del empleo de estos modelos son (Geraili Mikola, 2012):

- Se pueden emplear modelos a escala para simular correctamente el estado de esfuerzo.
- Los modos de falla y las deformaciones se pueden observar de forma directa.
- Son una alternativa de investigación más rentable que los modelos a escala.
- Son adecuados para evaluar métodos empíricos y técnicas de modelado numérico.

Dentro de las limitaciones de este tipo de modelos se tiene:

- Existe una distribución de esfuerzo no lineal debido al aumento del radio de rotación de la centrifuga que induce una variación pequeña en el nivel de “g” (gravedad), y por ende en los factores de escala con la profundidad.
- Interacción de las paredes del contenedor con el suelo. Dicho efecto se puede minimizar mediante el empleo de un contenedor de viga flexible, cuya frecuencia natural sea menor que la frecuencia natural del suelo (Kutter, 1995).
- La base del contenedor que es la fuente del movimiento, representa una transición geológica poco natural y muy rígida.
- Los errores de escala pueden verse agravados por los factores de escala.

En una de las primeras investigaciones en pruebas de centrifuga llevada a cabo por Ortiz *et al.*, (1983), para verificar la teoría de Mononobe-Okabe, concluyó que “es difícil o imposible

replicar una distribución en una mesa vibradora de 1g que pueda relacionarse cualitativamente con la de una situación a gran escala”.

2.3.6. Modelos numéricos

La distribución de presiones ante efectos dinámicos se vuelve un problema de interacción. La distinción crítica durante el análisis sísmico es la estimación de presiones dinámicas a partir del desplazamiento relativo entre el sistema de contención y el suelo. El empleo del enfoque para el cálculo de presiones basado en el desplazamiento relativo genera resultados con mayor sentido físico.

Los análisis numéricos para estimar las presiones en elementos de retención cobran importancia cuando estos modelos son calibrados propiamente. Diversos estudios numéricos han sido desarrollados; por ejemplo, Alampalli & Elgamal (1990) desarrollaron un modelo numérico bidimensional, basado en la compatibilidad entre la forma modal del relleno y el muro. En este análisis se tomó en cuenta la flexibilidad del muro, la traslación y rotación de forma simultánea, la amplificación sísmica del suelo empleando un modelo elastoplástico de respuesta no lineal considerando la degradación de propiedades y la generación de presión de poro. Los resultados indicaron que la falla por rotación predomina a la falla por deslizamiento, suponiendo que el muro se diseñó para volteo y deslizamiento empleando el mismo factor de seguridad. También, se observó que las presiones dinámicas se ven reducidas si ocurre plastificación en la base.

Richards *et al.*, (1999), presentaron un modelo cinemático para determinar las presiones sísmicas en estructuras de retención. Los resultados indicaron que la cuña de falla y la distribución lateral de las presiones varían con la amplitud de la aceleración sísmica, el ángulo de fricción entre el muro y el suelo, la magnitud de movimiento del muro y las diferentes formas de movimiento, incluyendo la rotación y deslizamiento en la base o la parte superior, así como una combinación de ambos.

En lo que refiere a la simulación numérica en sistemas de retención flexibles, Gazetas (2004), exploró la magnitud y distribución de las presiones dinámicas en diversos sistemas de retención empleando modelos de elemento finito lineales y no lineales. De las investigaciones tanto en modelos numéricos como en casos estudio determinó que, las acciones del suelo decrecen cuando el grado de realismo en los análisis se incrementa, esto es, al incluir la flexibilidad de la estructura, la deformabilidad y plastificación del suelo, así como la separación entre el suelo y el muro. En el estudio realizado, se incluyeron factores como el comportamiento

de sistemas de retención anclados en los que se tomaron en cuenta factores como la flexibilidad del sistema de retención, los efectos del contenido de frecuencias, la inclinación de los anclajes, el efecto del comportamiento inelástico del suelo, así como la presentación y modelación numérica de un caso historia en el que no se observaron daños estructurales. Se determinó que las presiones en muros rígidos son mayores que en muros flexibles, debido a que estos últimos siguen las deformaciones del suelo ante eventos sísmicos. Para todos los casos analizados se determinaron presiones inferiores a las estimadas con el método de Mononobe-Okabe. Se detectó un decremento en las presiones dinámicas por efecto del comportamiento inelástico del suelo. Los muros con sistema de retención a base de anclas se pueden considerar como flexibles, dado que el incremento de presiones es mínimo principalmente para la mitad superior del sistema de anclaje.

3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento

Las propiedades necesarias para la caracterización dinámica de los depósitos de suelo son el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento del material, λ . G representa la rigidez al esfuerzo cortante del suelo y se define como la relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la deformación angular (γ). Debido a la naturaleza no lineal de la curva esfuerzo deformación de los suelos, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , cambia con la amplitud de la deformación angular como se muestra en la Figura 3.1.

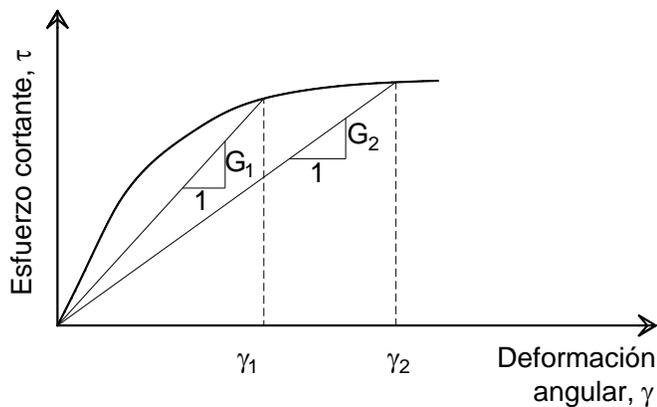


Figura 3.1. Curva no lineal de esfuerzo-deformación angular y variación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante con la amplitud de la deformación angular. Modificado de (Darendeli, 2001).

La relación de amortiguamiento del material indica la proporción de disipación de energía respecto a la energía de deformación máxima retenida durante cada ciclo a una amplitud de deformación dada (Darendeli, 2001). El comportamiento no lineal de la relación esfuerzo-deformación angular resulta en un incremento de la energía de disipación, así como el incremento de la relación de amortiguamiento con el incremento de la amplitud de la deformación angular.

El módulo de rigidez al esfuerzo cortante puede ser estimado con base en mediciones en campo de la velocidad de ondas, V_s , y la densidad del material, ρ .

$$G_{m\acute{a}x} = \rho * V_s^2 \quad (3.1)$$

3.2. Estimación de la velocidad de onda de cortante

La caracterización del módulo de rigidez al esfuerzo cortante a bajas deformaciones y el perfil de velocidad de ondas de cortante, son componentes indispensables en análisis sísmicos,

clasificación del sitio, análisis de riesgo, análisis de respuesta de sitio e interacción suelo-estructura (Wair, *et al.*, 2012).

$G_{m\acute{a}x}$ y V_s son función de la densidad del suelo, la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo vertical con poca influencia del tipo de suelo, ambiente de depositación, cementación e historia de esfuerzos (Hardin & Drnevich, 1972).

En los casos en los que el perfil de velocidad de onda de cortante no puede ser estimado se recurre al empleo de definiciones basadas en términos de las pruebas de penetración estándar, SPT. Diversos investigadores han estudiado las relaciones entre la velocidad de onda de cortante, V_s , y los ensayos de penetración como el sondeo de cono, SPT y BPT. $G_{m\acute{a}x}$ y V_s son propiedades medidas para pequeñas deformaciones del orden de $10^{-3}\%$ o menores. Los ensayos de penetración son mediciones de grandes deformaciones asociadas a la falla del suelo circundante al muestreador o el cono. Aunque las mediciones de $G_{m\acute{a}x}$ y de penetración se ven afectadas por factores de comportamiento del suelo que ocurren en extremos opuestos de deformación, se han usado para el desarrollo de correlaciones entre estos dos parámetros (Mayne & Rix, 1995).

En diversas aplicaciones de la ingeniería práctica se realizan correcciones del número de golpes de la prueba de penetración estándar, como lo son: corrección por longitud de la barra, tipo de muestreador, diámetro de la perforación, presión efectiva y corrección por energía. En el caso de la estimación de la velocidad de onda de cortante se ha visto que la normalización por esfuerzo induce menor precisión en la estimación (Sykora & Stokoe, 1983; Lodge, 1994; Hasancebi & Ulusay, 2007; Piratheepan, 2002; Dickmen, 2009). Diversas ecuaciones describen la correlación existente entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar, N_{SPT} , y la velocidad de onda de cortante, V_s . En la Tabla 3.1 se presentan algunas relaciones entre N_{SPT} y V_s . Algunas de ellas son dependientes de los materiales en los cuales se ejecuta la prueba y otras son aplicables para todos los suelos.

Tabla 3.1. Correlaciones entre el número de golpes corregido, N_{SPT} y V_s . Modificado de (Dickmen, 2009)

	Autor (es)	Todos los suelos	Arenas	Limos	Arcillas
1	Shibata (1970)	---	$V_s = 31.7N^{0.54}$	---	---
2	Ohba y Toriuma (1970)	$V_s = 84N^{0.31}$	---	---	---
3	Imai y Yoshimura (1975)	$V_s = 76N^{0.33}$	---	---	---
4	Ohta <i>et al.</i> , (1972)	---	$V_s = 87.2N^{0.36}$	---	---
5	Fujiwara (1972)	$V_s = 92.1N^{0.337}$	---	---	---
6	Ohsaki y Iwasaki (1973)	$V_s = 81.4N^{0.39}$	---	---	---
7	Imai <i>et al.</i> , (1975)	$V_s = 89.9N^{0.341}$	---	---	---
8	Imai (1977)	$V_s = 91N^{0.337}$	$V_s = 80.6N^{0.331}$	---	$V_s = 80.2N^{0.292}$
9	Ohta y Goto (1978)	$V_s = 85.35N^{0.348}$	---	---	---
10	Seed e Idriss (1981)	$V_s = 61.4N^{0.5}$	---	---	---
11	Imai y Tonouchi (1982)	$V_s = 97N^{0.314}$	---	---	---
12	Sykora y Stokoe (1983)	---	$V_s = 100.5N^{0.29}$	---	---
13	Jinan (1987)	$V_s = 116.1(N + 0.3185)^{0.202}$	---	---	---
14	Okamoto <i>et al.</i> , (1989)	---	$V_s = 125N^{0.3}$	---	---
15	Lee (1990)	---	$V_s = 57.4N^{0.49}$	$V_s = 105.64N^{0.32}$	$V_s = 114.43N^{0.31}$
16	Athanasopoulos (1995)	$V_s = 107.6N^{0.36}$	---	---	$V_s = 76.55N^{0.445}$
17	Sisman (1995)	$V_s = 32.8N^{0.51}$	---	---	---
18	Iyisan (1996)	$V_s = 51.5N^{0.516}$	---	---	---
19	Kanai (1966)	$V_s = 19N^{0.6}$	---	---	---
20	Jafari <i>et al.</i> , (1997)	$V_s = 22N^{0.85}$	---	---	---
21	Kiku <i>et al.</i> , (2001)	$V_s = 68.3N^{0.292}$	---	---	---
22	Jafari <i>et al.</i> , (2002)	---	---	---	$V_s = 27N^{0.73}$
23	Hasancebi y Ulusay (2006)	$V_s = 90N^{0.309}$	$V_s = 90.82N^{0.319}$	---	$V_s = 97.89N^{0.269}$
24	Ulegergerli y Uyanik (2007)	${}^a V_{su} = 23.291 \ln(N) + 405.61$ ${}^b V_{sl} = 52.9e^{-0.011N}$	---	---	---

^a Límite superior, ^b Límite inferior.

Es recomendable el empleo de todos los datos disponibles como la geología del sitio, perfiles de velocidad de onda de cortante medidos de sitios cercanos o en similitud de condiciones y los datos geotécnicos específicos del sitio con la finalidad de proporcionar la mejor estimación de las propiedades dinámicas. El uso de las correlaciones debe ser limitado a

condiciones donde se cuente con modelos calibrados. De igual forma se debe evaluar la sensibilidad de los datos de diseño y su impacto.

3.3. Peligro sísmico

3.3.1. Enfoque determinista

La evaluación del peligro sísmico en una zona determinada se puede llevar a cabo empleando un enfoque determinista, en el que define un escenario particular, basado en la estimación del movimiento del terreno y sus efectos. En este escenario se define un sismo de magnitud conocida el cual sucede en un sitio determinado. El análisis de peligro sísmico determinista puede ser efectuado en 4 pasos (Reiter, 1990):

1. Identificación y caracterización de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos significativos del terreno en un sitio dado. La caracterización de la fuente requiere la definición de su geometría y sismicidad.
2. Definición de la distancia entre la fuente y el sitio. Ésta puede ser expresada como la distancia epicentral o hipocentral dependiendo de las leyes de atenuación empleadas.
3. Selección del sismo de diseño (sismo del que se espera la mayor cantidad de movimiento), generalmente expresado en términos de un parámetro de movimiento del sitio con magnitud y distancia al sitio conocidas.
4. Selección de las funciones de atenuación que caracterizan completamente la amenaza. En función de los alcances se determinan las componentes espectrales de la aceleración, velocidad y desplazamiento.

En estructuras que pueden presentar fallas catastróficas como es el caso de centrales nucleares, el uso del enfoque determinista proporciona un marco de referencia del peor escenario; sin embargo, no se pueden identificar la probabilidad de ocurrencia de ese evento, ni la magnitud del movimiento en un tiempo determinado, o la incertidumbre de las variables. El análisis determinista es una buena herramienta de calibración, cuando se tienen modelos refinados y con información histórica suficiente, permitiendo realizar análisis retrospectivos de eventos históricos.

3.3.2. Enfoque probabilista

El uso de los conceptos de probabilidad ha permitido en los análisis de riesgo sísmico la consideración explícita de las incertidumbres en el tamaño, localización, frecuencia de ocurrencia

y la variación en las características del movimiento con el tamaño y localización del sismo. El enfoque probabilista provee un marco de referencia en el cual las incertidumbres pueden ser identificadas, cuantificadas y combinadas de una manera racional para proveer un panorama general del riesgo sísmico. Este enfoque puede ser descrito en un procedimiento de 4 pasos (Reiter, 1990):

1. Identificación y caracterización de la fuente sísmica. En este enfoque es posible caracterizar la distribución de probabilidad de la localización de la ruptura potencial dentro de la fuente. En muchos de los casos se asignan distribuciones uniformes para cada zona de la fuente, lo que implica que el sismo tiene igual probabilidad de ocurrencia dentro de la misma. Estas distribuciones combinadas con la geometría de la fuente proporcionan distribuciones de probabilidad con la distancia.
2. Caracterización de la sismicidad o recurrencia temporal. Estas relaciones de recurrencia especifican la tasa promedio en la cual un sismo de determinada magnitud es excedido y con la cual la sismicidad de la fuente es caracterizada.
3. Determinación del movimiento producido en un sitio por la ocurrencia de cualquier sismo posible en algún punto de la fuente mediante el empleo de funciones de atenuación. La incertidumbre inherente en las relaciones de predicción debe ser tomada en cuenta.
4. Obtención de un parámetro de movimiento que puede ser excedido en determinado periodo de tiempo combinando las incertidumbres en la localización del sismo y tamaño. La curva de amenaza indica la probabilidad de que una intensidad específica sea igualada o excedida en un periodo de tiempo determinado.

3.3.3. Espectros de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme es la curva asociada a la máxima respuesta de sistemas de un grado de libertad con igual probabilidad de excedencia en un tiempo definido para determinado valor de amortiguamiento. Para establecer este espectro es necesario un análisis estadístico usando una serie de espectros de respuesta caracterizados por una familia de acelerogramas de los movimientos esperados en un sitio determinado. Los pasos para llevar a cabo un análisis probabilista se describieron en el apartado anterior y en forma concreta se resumen en: 1) la identificación de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos que induzcan daños, 2) caracterización de los modelos de recurrencia, 3) definición de las

relaciones de atenuación, 4) cálculo del peligro sísmico y espectros de peligro uniforme y; 5) cálculo de la desagregación del peligro sísmico.

Para la construcción del espectro de peligro uniforme se deben contar con las curvas de tasa de excedencia de la intensidad de interés para cada oscilador de un grado de libertad de amortiguamiento definido (e.g. 5%).

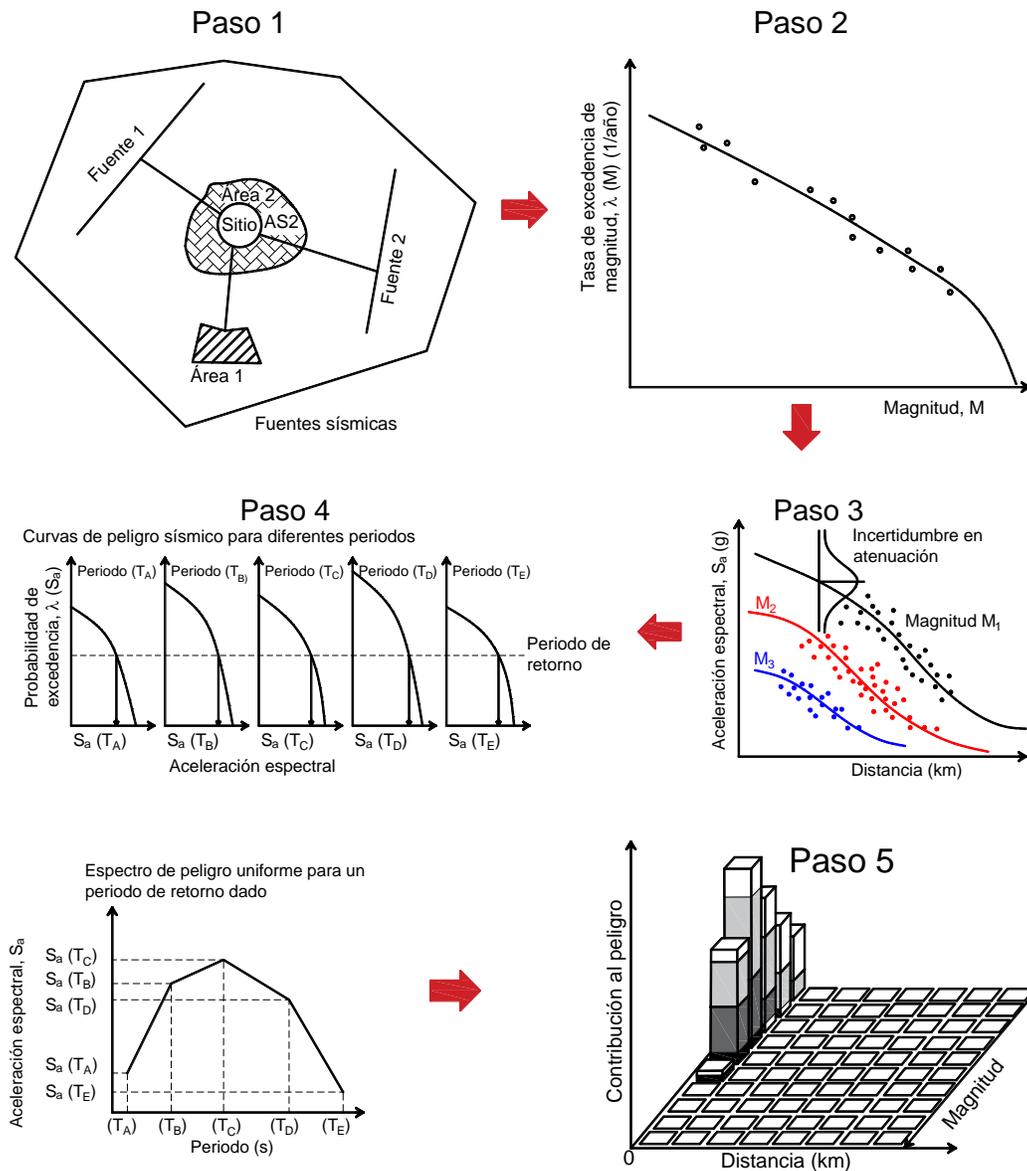


Figura 3.2. Pasos para llevar a cabo un análisis probabilístico de riesgo sísmico. Modificado de (Osorio & Mayoral, 2013).

3.4. Acelerogramas sintéticos

Las acciones sísmicas para la evaluación de las estructuras usualmente se proporcionan en términos de espectros de respuesta de diseño. Estos espectros pueden ser usados para obtener los niveles máximos de respuesta a través de un análisis modal. La importancia del empleo de historias de tiempo en el análisis sísmico radica en el comportamiento no lineal que pueden experimentar las estructuras ante eventos sísmicos de gran magnitud. Aun cuando el comportamiento de las estructuras puede ser lineal, las complejidades geométricas y elementos con dependencia crítica de determinadas frecuencias dificultan la estimación de las contribuciones modales en la respuesta total del sistema. Dado que el diseño se realiza bajo espectros de diseño, es importante que las historias de aceleraciones empleadas de análisis en el dominio del tiempo se ajusten también a estos espectros.

Para ajustar historias de aceleraciones se emplean métodos en el dominio del tiempo y de la frecuencia. Los métodos en el dominio de la frecuencia modifican una historia de tiempo de entrada con repetidos ajustes a las amplitudes de Fourier utilizando valores espectrales del sismo semilla como base para generar los valores espectrales de la historia de aceleraciones en la frecuencia espectral ajustada. Como resultado, el ajuste de la historia de aceleraciones para cada frecuencia espectral es un movimiento armónico con energía uniforme prolongada sobre la duración total del movimiento. Esto produce perturbaciones significativas tanto en la historia de tiempo, así como en el espectro.

Con el estudio de las características sismológicas y geológicas, es posible predecir con relativa exactitud el movimiento derivado de los sismos, asociando parámetros relativos a la fuente, distancia de la fuente al sitio y condiciones locales. Esto implica que, al generar historias de movimientos sintéticos ya no pueden tratarse como movimientos aleatorios, sino que deben contener las características inherentes del movimiento sísmico como la distribución de fases diferenciales que están relacionadas con la apariencia y envolvente de intensidad de los movimientos.

3.4.1. Método de Lilhanand y Tseng

Lilhanand y Tseng (1988) desarrollaron un método para generar historias de tiempo sintéticas realistas, en el cual proponen tomar las historias de aceleraciones registradas recientemente y ajustarlas a un espectro de respuesta que define el movimiento que se quiere reproducir en un análisis dinámico minimizando las perturbaciones en sus características. El

ajuste espectral también se puede emplear para generar historias de tiempo ajustadas a un espectro de diseño.

El método desarrollado para generar historias de tiempo se basa en la observación de que el tiempo en el cual la respuesta espectral de la historia de tiempo ocurre, no es perturbada por pequeños ajustes. Cambios pequeños en los valores de pseudoaceleración del espectro de respuesta, $\delta R(\bar{\omega}_i, \beta_k)$, en la frecuencia espectral $\bar{\omega}_i$ para un amortiguamiento espectral β_k pueden relacionarse a ajustes pequeños $\delta a(t)$ en la historia inicial de aceleraciones de entrada, $a(t)$, por medio de la integral de Duhamel:

$$\delta R_{ik} = \delta R(\bar{\omega}_i, \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(\tau) h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \quad (3.2)$$

Donde $h_{ik}(t)$ es la función de respuesta del impulso de aceleraciones para un oscilador de un grado de libertad con frecuencia $\bar{\omega}_i$; relación de amortiguamiento β_k ; t_i es el tiempo en el cual la respuesta espectral ocurre; y τ es el desfase de tiempo. La tarea de modificar una historia de tiempo para ajustarla a un espectro de referencia se realiza con la ecuación (3.2) para $\delta a(t)$, dado $\delta R(\bar{\omega}_i, \beta_k)$.

Para ajustar una serie de valores espectrales de referencia a N frecuencias espectrales para M relaciones de amortiguamiento espectral, la solución de la ecuación (3.2) puede ser transformada en la solución de un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales de MxN dejando que $\delta a(t)$ sea una combinación lineal de un conjunto de dimensiones MxN establecido como una función linealmente independiente, $f_{ji}(t)$, como sigue:

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N b_{ji} f_{ji}(t) \quad (3.3)$$

En la cual, b_{ji} son coeficientes constantes desconocidos a ser determinados. De las ecuaciones (3.2) y (3.3), el conjunto de ecuaciones lineales algebraicas se tiene:

$$\delta R_{ik} = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N C_{ijkl} b_{ji}; \quad C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) f_{ji}(\tau) d\tau \quad (3.4)$$

De la (3.4) se desprende que el orden de eficiencia en el cálculo de C_{ijkl} , es función de $f_{ji}(\tau)$, que puede ser definida como:

$$f_{ji}(\tau) = h_{ji}(t_j - \tau) \quad (3.5)$$

Así que C_{ijkl} es simétrica y puede ser calculada como:

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau)h_{ji}(t_j - \tau)d\tau \quad ; \quad t_i < t_j \quad (3.6)$$

Habiendo calculado la matriz de coeficientes, la ecuación (3.4) puede resolverse con la solución de ecuaciones lineales estándar; entonces, los ajustes pequeños de $\delta a(t)$ pueden ser obtenidos de la ecuación (3.3). La historia de tiempo ajustada para cada iteración, $a_1(t)$, se puede obtener de la historia de tiempo de la iteración previa, $a_0(t)$ o empleando la expresión:

$$a_1(t) = a_0(t) + \delta a_0(t) \quad (3.7)$$

La historia de tiempo ajustada se determina por aplicación repetitiva del proceso iterativo anterior y con la exactitud deseada para el ajuste entre el espectro de la historia de aceleraciones semilla y el espectro de referencia de amortiguamiento múltiple.

El método descrito es un procedimiento en el dominio del tiempo, el cual reconoce la inherencia del dominio del tiempo en la definición de los espectros de respuesta y sólo ajusta la historia de tiempo localmente en $t(i)$, para el cual el valor espectral ocurre. Como resultado, el ajuste de la historia de tiempo sólo produce perturbaciones puntuales, tanto en la historia de tiempo como en el espectro.

3.5. Análisis de respuesta de sitio

Es de particular interés conocer la intensidad sísmica en cualquier tipo de terreno. Los efectos de sitio son las modificaciones que sufren las ondas sísmicas debido a las condiciones específicas del terreno. Las modificaciones se dan en amplitud, duración y contenido de frecuencias de los movimientos. La estimación correcta de los efectos de sitio es indispensable para la elaboración de mapas de peligro, estimación de pérdidas y el diseño resiliente de las construcciones.

La estimación de la respuesta dinámica de la estructura bajo condiciones geotécnicas específicas es parte del análisis dinámico. Convencionalmente, la propagación de ondas se ha modelado como una serie de estratos horizontales con diferentes propiedades.

Darendeli (2001) indica que, algunos de los parámetros más importantes para caracterizar el movimiento del suelo son: la amplitud del movimiento (aceleración pico, velocidad pico y desplazamiento pico), contenido de frecuencias (espectro de Fourier, espectro de

respuesta, periodo dominante y ancho de banda) y la duración. Asimismo, estos parámetros son afectados por 3 factores principales: a) Efectos de la fuente y características del sismo (cantidad de energía liberada y tipo de falla), b) distancia de la fuente al sitio en estudio y c) efectos de sitio.

El análisis dinámico para eventos de baja intensidad puede suponerse lineal; sin embargo, se debe considerar el comportamiento no lineal del suelo en el análisis dinámico ante eventos de alta demanda y larga duración. Un enfoque para manejar el comportamiento no lineal del suelo debido al movimiento sísmico de diseño es realizar un análisis lineal con las propiedades dinámicas del suelo iteradas en una manera consistente con una deformación angular “efectiva” inducida en el estrato de suelo (Schnabel, *et al.*, 1972).

3.5.1. Método lineal equivalente

El método lineal equivalente es comúnmente usado en la ingeniería sísmica para modelar la transmisión de ondas en depósitos de suelos estratificados horizontalmente. Ver Figura 3.3. El método lineal equivalente (Seed & Idriss, 1970; Idriss & Seed, 1968) es un análisis lineal en el que se suponen relaciones de amortiguamiento y módulo de rigidez en varias regiones del modelo. La máxima deformación angular es registrada para cada elemento y empleada para determinar nuevos valores de módulo de rigidez y relación de amortiguamiento, con base en las curvas de referencia obtenidas de laboratorio que relacionan el módulo secante de rigidez y la relación de amortiguamiento con la deformación angular por cortante. Los nuevos valores de módulo de rigidez y relación de amortiguamiento son usados en un nuevo análisis numérico. Este proceso se repite hasta que no haya cambios en las propiedades; por lo que, se dice que hay compatibilidad de deformaciones, de los valores de relación de amortiguamiento con los de módulo de rigidez. En este punto la simulación empleando estos valores es representativa de la respuesta real del sitio.

Las características que se suponen en el empleo del método lineal equivalente son:

- La respuesta en el perfil de suelo es causada por la propagación vertical de las ondas de corte a través de las capas que subyacen al semiespacio.
- Cada subcapa, fue definida según su módulo cortante máximo, $G_{máx}$, relación de amortiguamiento, β , un peso volumétrico, γ , y un espesor, h .
- Se supone que todas las propiedades de los materiales son viscoelásticas; sin embargo, la rigidez y el amortiguamiento de cada capa, se ajustan con el método lineal equivalente.

- Las curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado con respecto a su valor máximo, $G/G_{m\acute{a}x}$, y relación de amortiguamiento para cada geomaterial.

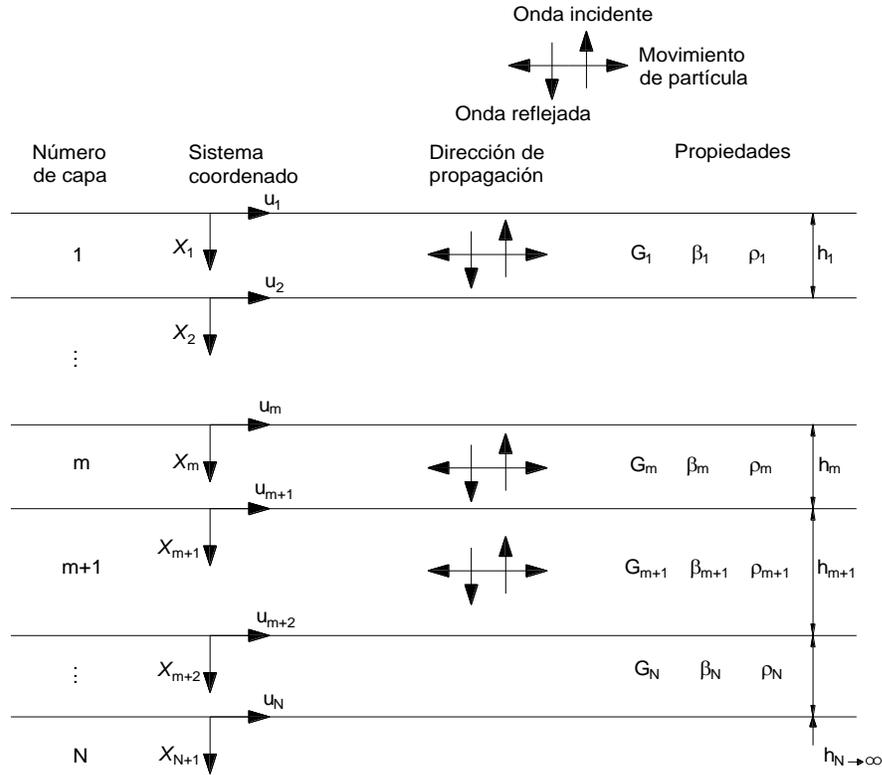


Figura 3.3. Sistema unidimensional de propagación de ondas.

Algunas de las características más significativas del método lineal equivalente son: el empleo de propiedades que permanecen constantes durante todo el evento sísmico y son estimadas para el nivel medio de movimiento dinámico; se pierde la interferencia entre las diferentes componentes de frecuencia en materiales no lineales; el método no provee información directa de desplazamientos y cambios permanentes debido a que sólo modelan movimientos oscilatorios; en casos donde ondas de compresión y cortante son propagadas a través del sitio, el método lineal equivalente trata a estos movimientos de forma independiente; por lo que, no se permite la interacción entre las dos componentes de movimiento y; este método no puede ser formulado en términos de esfuerzos efectivos, para permitir la generación y disipación de presiones de poro durante y después de un sismo (Itasca Consulting Group, 2009).

3.5.2. Análisis no lineal

Los métodos no lineales permiten la modelación acorde al nivel de deformación que se tiene. Estos métodos siguen la relación no lineal constitutiva especificada.

Entre las principales características del método se encuentran: se tiene el valor apropiado de amortiguamiento y módulo de degradación en cada punto del modelo a lo largo del tiempo; la interferencia entre las diferentes componentes de frecuencia en materiales no lineales ocurre de forma natural; los cambios y desplazamientos permanentes pueden ser modelados en forma automática; los efectos en el uso de diferentes modelos constitutivos pueden ser estudiados fácilmente; la propagación de ondas de compresión y cortante puede ser evaluada en una sola simulación debido a que el material responde a los efectos combinados de ambas componentes y; la formulación de métodos no lineales puede ser descrita en términos de esfuerzos efectivos, permitiendo la generación y disipación de presión de poro durante y después de un sismo (Itasca Consulting Group, 2009).

Un buen modelo de análisis dinámico de interacción suelo-estructura debe capturar las características de la curva de histéresis y absorción de energía de un suelo real. En particular la energía debe ser absorbida de cada componente de la forma de onda compleja compuesta por diversas componentes de frecuencia (en muchos modelos, las altas frecuencias permanecen sin amortiguar en presencia de una frecuencia baja).

Con el análisis no lineal es posible simular pruebas cíclicas de laboratorio en un nuevo modelo, y comparar las curvas de módulo de degradación y amortiguamiento con la respuesta real del material.

4. CASO DE ESTUDIO

4.1. Condiciones geotécnicas

El caso de estudio se ubica en la denominada formación Tarango, en la región norponiente del Valle de México, compuesta principalmente por limos arenosos o arenas limosas, con grado de cementación, contenido de finos y distribución granulométrica variables (Figura 4.2). En algunos casos, pueden encontrarse estratos intercalados de arcilla blanda o arena suelta. El grado de cementación y los porcentajes de finos exhibidos en estos suelos, genera dispersión en los parámetros de resistencia cohesión, c , y ángulo de fricción, ϕ , que también son sensibles al tipo de prueba utilizado en su determinación.

Para caracterizar las condiciones geotécnicas se realizó una prueba de penetración estándar, (SPT, por sus siglas en inglés), con muestreo selectivo. El nivel freático no se detectó hasta la profundidad máxima explorada. Los parámetros de resistencia, c y ϕ , y el módulo de elasticidad al 50% de deformación se estimaron a partir de pruebas triaxiales realizadas en muestras inalteradas recuperadas a diferentes profundidades. Con base en la caracterización realizada, se generó el perfil estratigráfico que se muestra en la Figura 4.1. La caracterización geotécnica se muestra en la Tabla 4.1.

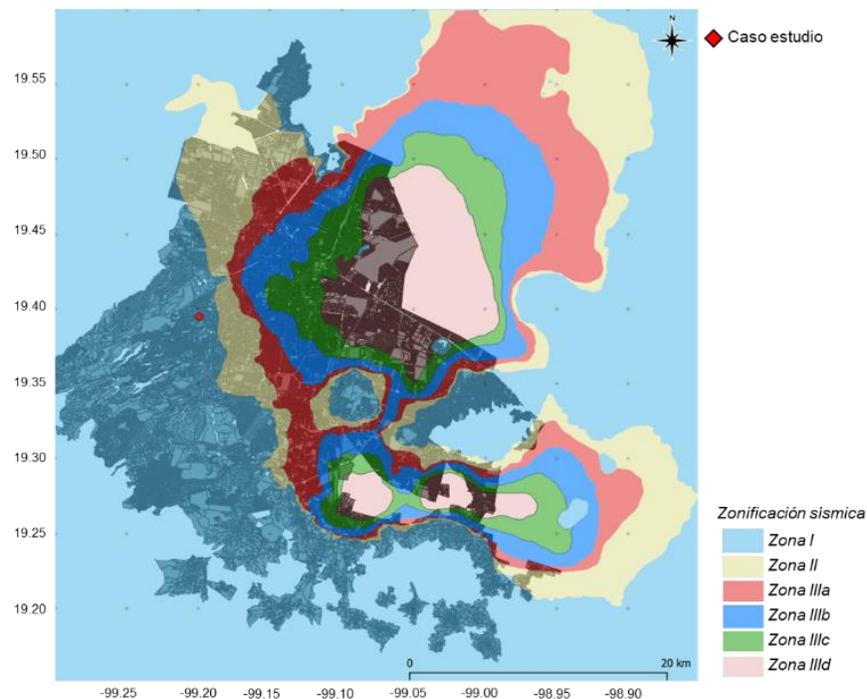


Figura 4.1. Ubicación del caso de estudio.

Tabla 4.1. Características geotécnicas del sitio en estudio.

Unidad	Descripción	Prof. m	γ_s kN/m ³	c kPa	ϕ °	E ₅₀ MPa	ν -
UG-1	Arena fina a media poco arcillosa color café claro con algunas gravas de compactación media a densa	0.0-3.35	17.2	25	30	28	0.28
UG-2	Arcilla arenosa color café oscuro de baja plasticidad y consistencia dura	3.35-8.25	17.6	80	22	32	0.35
UG-3	Arena media a fina arcillosa, color café oscuro con gravas de hasta ½" y poca arena gruesa pumítica de compactación densa	9.0-35	18.0	30	36	54	0.30

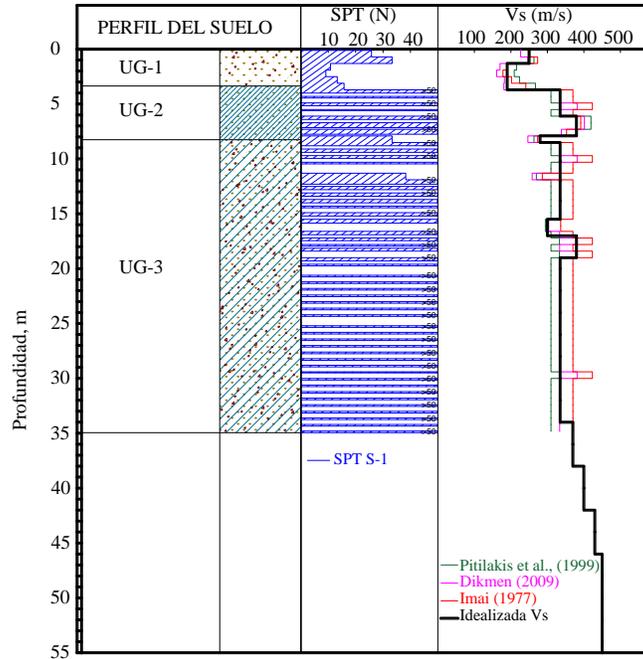


Figura 4.2. Perfil de suelo del sitio en estudio.

4.1.1. Perfil de velocidad de la onda de cortante

El perfil de velocidad de la onda de cortante se caracterizó a partir de la prueba de penetración estándar, SPT. Se emplearon los criterios propuestos por Imai (1977), Pitolakis *et al.*, (1999) y Dikmen (2009) (Tabla 4.2). La Figura 4.2 muestra el perfil de velocidad de onda de cortante utilizando los criterios citados y el perfil de número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar, SPT.

Tabla 4.2. Correlaciones para la estimación de la velocidad de onda de cortante.

Autor	Correlación	
	Arena	Arcilla
(Imai, 1977)	$V_s = 80.6 N^{0.331}$	$V_s = 102 N^{0.292}$
(Pitolakis <i>et al.</i> , 1999)	$V_s = 145 N_{60}^{1.78}$	$V_s = 132 N_{60}^{0.271}$
(Dickmen, 2009)	$V_s = 73 N^{0.33}$	$V_s = 44 N^{0.48}$

* N, número de golpes de la prueba de penetración estándar, SPT.

** N₆₀, Número de golpes al 60% de la energía.

4.2. Curvas de amortiguamiento y módulo de degradación normalizado

Debido a la dificultad práctica asociada con el muestreo de limos arenosos, arenas limosas o arenas sueltas, se consideró apropiado el empleo de las curvas de módulo de degradación y relación de amortiguamiento propuestas por Seed e Idriss (1970) y Darendeli (2001) (Figura 4.3). Estas curvas se han utilizado con éxito en análisis unidimensionales de propagación de ondas (1D), donde se encontraron materiales similares, para estimar la respuesta medida durante el sismo de Michoacán de 1985 (Mayoral, *et al.*, 2008; Seed, *et al.*, 1988). La Figura 4.3 también presenta una comparación entre las curvas propuestas por Darendeli & Stokoe (2001) y Seed e Idriss (1970). Como se puede notar, la diferencia es poco significativa para el problema en cuestión, considerando el índice de plasticidad y OCR de los suelos encontrados en el sitio.

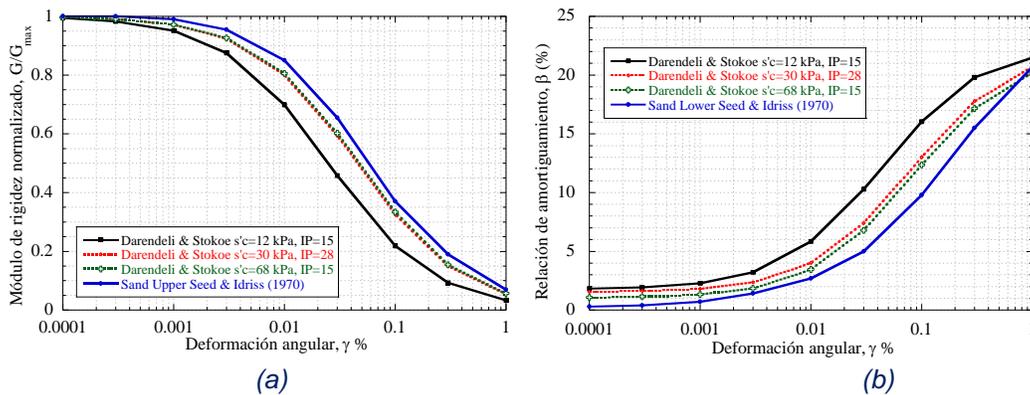


Figura 4.3. (a) Módulo de rigidez normalizado y (b) curvas de relación de amortiguamiento.

4.3. Sistema de retención temporal

4.3.1. Descripción de la estructura

Para el problema idealizado se realizó un análisis paramétrico tomando en cuenta cuatro profundidades de excavación (15 m, 20 m, 25 m y 30 m). El sistema de contención se conformó a base de pilas coladas *in situ* de 0.90 m de diámetro con una separación de 3 m, anclas activas y concreto lanzado de 8 cm de espesor. (Figura 4.4 a 4.6). Las características del sistema de contención (i.e. elevación del ancla, tensado, inclinación, presión de inyección, longitud libre y longitud de bulbo) se ilustran en la Figura 4.4 y Figura 4.5.

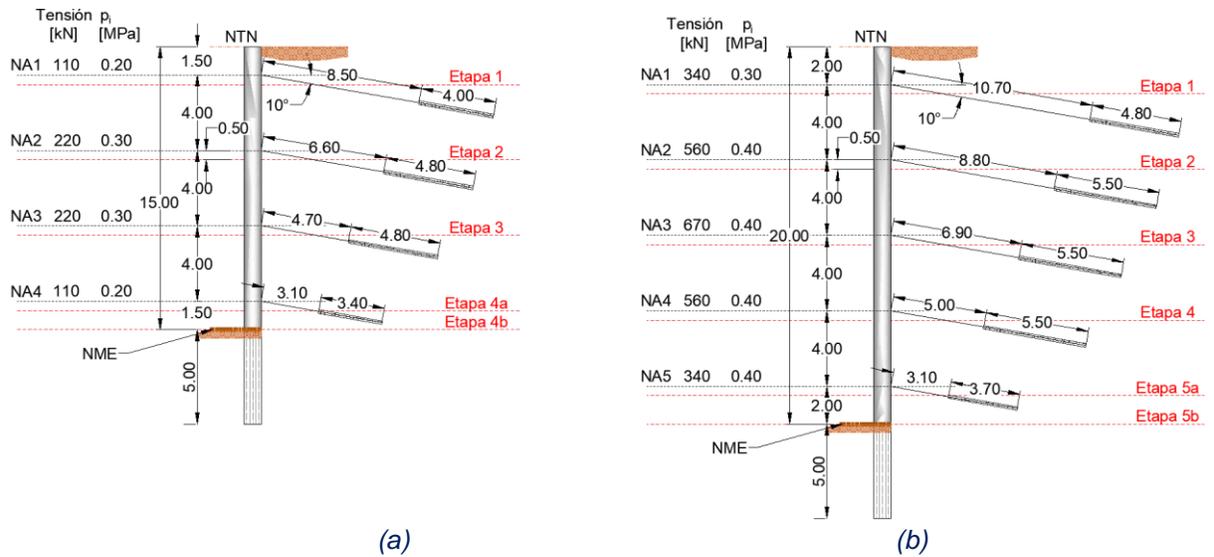


Figura 4.4. Sistemas de contención para una profundidad de excavación de (a) 15 m y (b) 20 m.

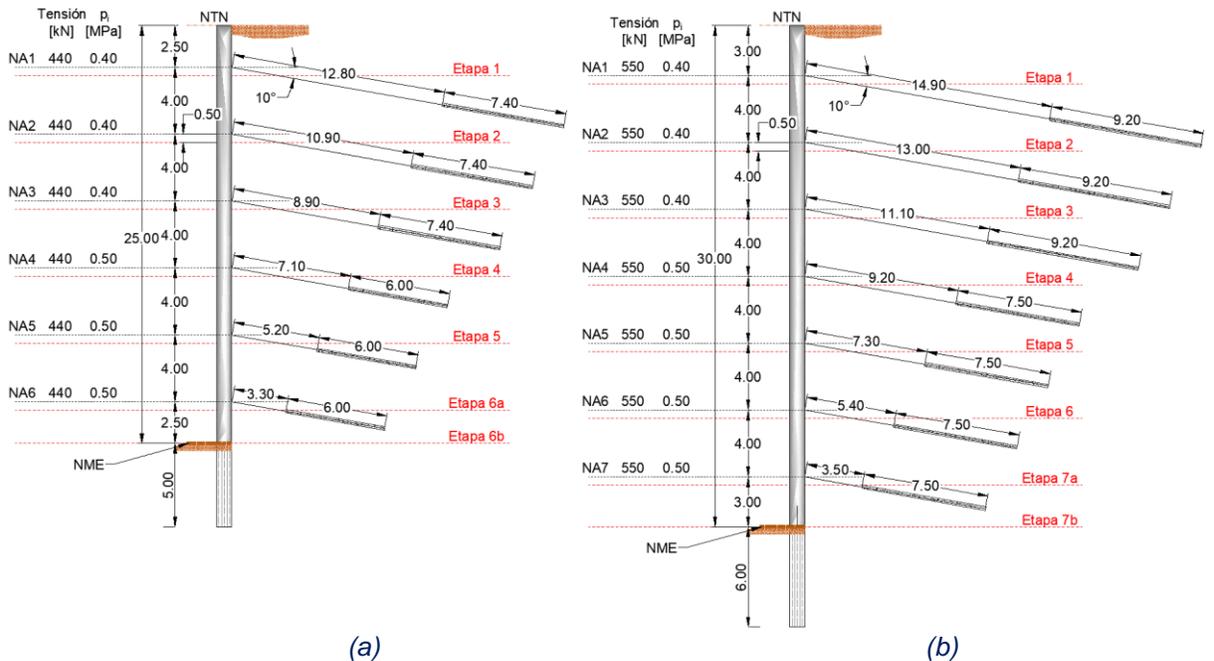


Figura 4.5. Sistema de contención para una profundidad de excavación de (a) 25 m y (b) 30 m.

La excavación se realizó por etapas hasta alcanzar la profundidad máxima. Cada etapa consta de las siguientes actividades: excavación hasta 0.50 m por debajo de cada nivel de anclaje, perfilado y lanzado de concreto de 8 cm de espesor entre pilas, colocación y tensado de anclas. La resistencia del concreto a los 28 días, f'_c , para las pilas y concreto lanzado es de 30 y 25 MPa, respectivamente.

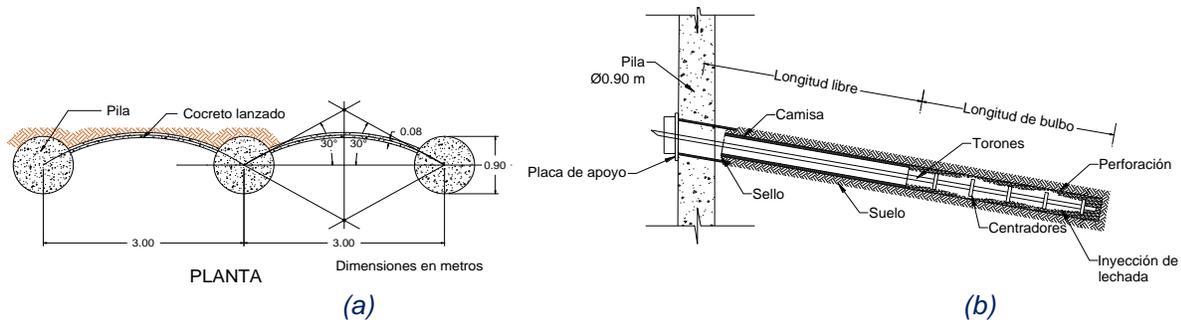


Figura 4.6. Sistema de retención (a) vista de la planta y (b) componentes de anclaje. Modificado de (Sabatini, et al., 1999).

4.3.2. Modelo numérico

Para evaluar el comportamiento estático y sísmico de la excavación a cielo abierto y su sistema de retención, se desarrolló un modelo de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D} (Itasca Consulting Group, 2009) (Figura 4.7). Se utilizó el criterio de falla de Mohr-Coulomb para condiciones estáticas, acoplado con un análisis lineal equivalente para condiciones dinámicas. Las propiedades elásticas y de amortiguamiento correspondientes se derivaron de propiedades lineales equivalentes (es decir, módulo de rigidez al cortante, G y relación de amortiguamiento, β) obtenidas del análisis realizado con el software SHAKE (Schnabel, et al., 1972).

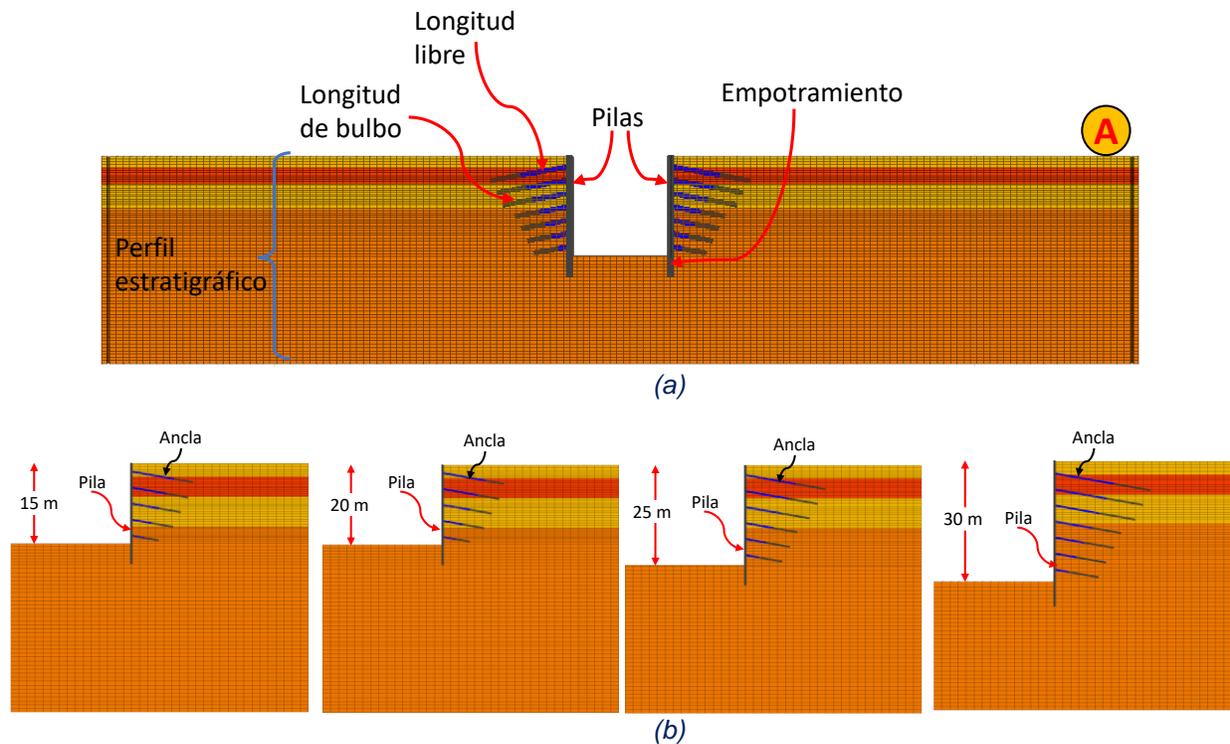


Figura 4.7. (a) Modelo numérico del sistema de retención flexible con punto de control y (b) profundidades de excavación analizadas.

Debido a que el caso de análisis refiere a una excavación de gran longitud se consideró apropiado emplear un ancho representativo de 9 m, compuesto por 3 pilas ancladas. Se emplearon elementos tipo *pila* para la simulación de las pilas. En el caso de las anclas se emplearon elementos tipo *cable* para simulación de la longitud libre y longitud de bulbo. Ambos elementos comparten nodos, lo que permite la continuidad de esfuerzos y deformaciones.

Desde el punto de vista del análisis sísmico, el espesor del elemento se seleccionó en función de la geometría, tamaño de los elementos estructurales y espesores de suelo. Sin embargo, como es bien sabido, puede ocurrir distorsión numérica de la onda que se propaga en un análisis dinámico en función de las condiciones de modelado (Itasca Consulting Group, 2009). Por tanto, tanto el contenido de frecuencias de la onda de entrada como las características de velocidad de onda del sistema afectan la precisión numérica de la transmisión de la onda. En el caso aquí estudiado, se consideró la recomendación de Kuhlemeyer & Lysmer (1973); con respecto al tamaño del elemento, Δl , para representar con precisión la transmisión de ondas a través de los modelos numéricos empleados. Por tanto, Δl se mantuvo menor que un quinto de la longitud de onda asociada con el componente de frecuencia más alta de la onda de entrada que contiene energía apreciable, f_{\max} (es decir, $\Delta l \leq \lambda/5$). La longitud de onda más corta λ se obtiene de $\lambda = V_s / f_{\max}$. Para el problema en cuestión, la velocidad de onda de cortante promedio más pequeña V_s del sitio estudiado corresponde a los estratos superiores de menor rigidez (e.g. arcilla arenosa de aproximadamente 190-260 m/s), como se puede ver en la Figura 4.2, y la frecuencia significativa más alta de excitación donde se concentra la energía es alrededor de 2-4 Hz. Así, λ oscila aproximadamente entre 48 y 65 m. Además, las respuestas espectrales máximas de la excitación se presentan incluso a frecuencias más altas (es decir, 1.0 y 7 Hz) como se muestra en la Figura 4.16. Por tanto, se consideró apropiado un Δl de 2 m.

4.3.3. Análisis ante carga sostenida

La simulación numérica de cada etapa de excavación se realizó según el procedimiento constructivo descrito. Para estimar el valor de K_0 , se empleó la expresión (4.1), propuesta por Mayne y Kulhawy (1982). La ecuación está en función de la relación de sobreconsolidación, OCR y el ángulo de fricción, ϕ .

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\phi'} \quad (4.1)$$

En el caso de materiales predominantemente arenosos, se utilizó la aproximación a la fórmula teórica propuesta por Jaky (1944).

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \quad (4.2)$$

Basado en datos experimentales. Se estableció que las arcillas, en el sitio en estudio están levemente sobreconsolidadas exhibiendo valores de OCR que van desde 1.3 a 1.6.

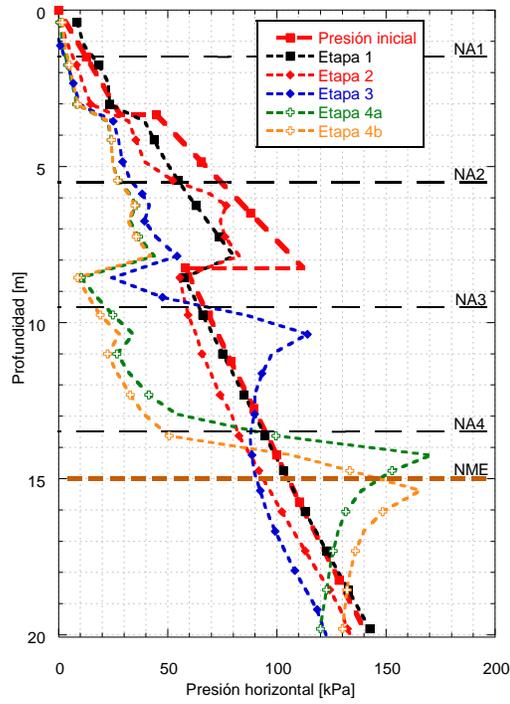
La presión lateral se estima con frecuencia mediante el método de Coulomb o Rankine; sin embargo, dado que la magnitud de las presiones depende en gran medida de la distribución lateral de las deformaciones, los sistemas arriostrados presentan una presión que difiere de la estimada por los métodos analíticos. Es útil en el diseño práctico utilizar diagramas de presión aparente, que representan la envolvente de presión a la que está sometido el sistema de retención, una vez finalizado el arriostramiento. En este caso, debido a la configuración estratigráfica predominantemente arenosa, los criterios propuestos por Sabatini *et al.*, (1999) para muros con múltiples niveles de anclaje en arenas fueron empleados.

Además, se consideraron las expresiones (4.3) y (4.4) para estimar el coeficiente de presión activa y la magnitud de la presión aparente, respectivamente.

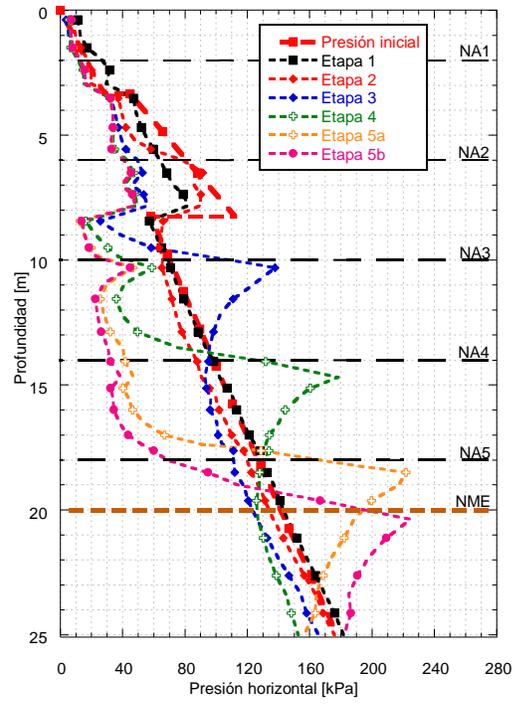
$$K_A = \tan^2(45 - \phi'/2) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan(45 - \phi'/2) \quad (4.3)$$

$$p = 0.65 K_A \gamma H \quad (4.4)$$

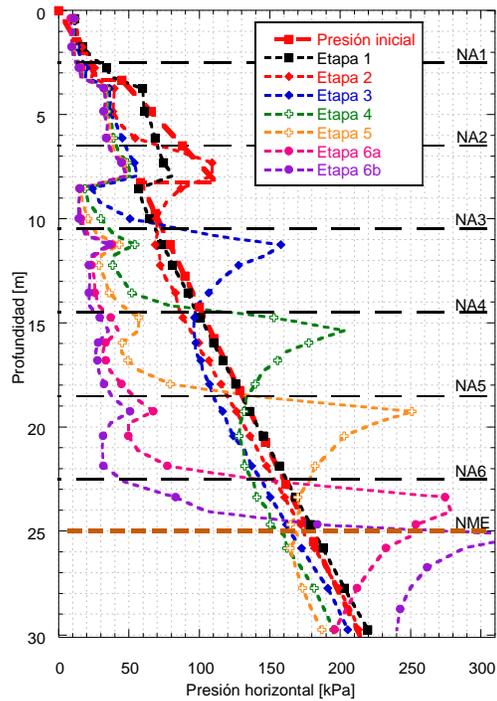
En las Figuras 4.8 a 4.9, se muestra la distribución de presión lateral para cada etapa de excavación, así como la comparación de la distribución de presión horizontal obtenida del diagrama de presión aparente y el modelo numérico. En la Figura 4.9 se puede ver que el diagrama de distribución de presión aparente es similar al obtenido a partir del modelo numérico; sin embargo, debido al uso de la pila de retención, la magnitud de la presión horizontal inicial se mantiene cerca del nivel máximo de excavación induciendo mayores cargas y deflexión lateral para la última etapa de excavación. La Figura 4.10 muestra la configuración de desplazamiento lateral y la Figura 4.11 el diagrama del momento flexionante de la pila para las 4 profundidades de análisis.



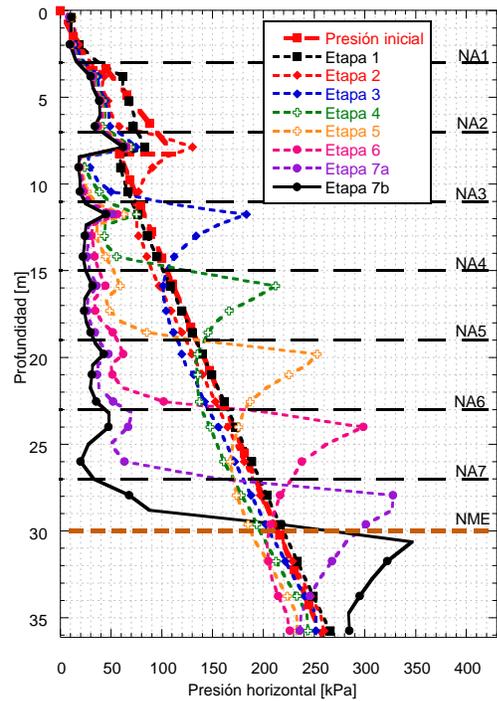
(a) 15 m



(b) 20 m

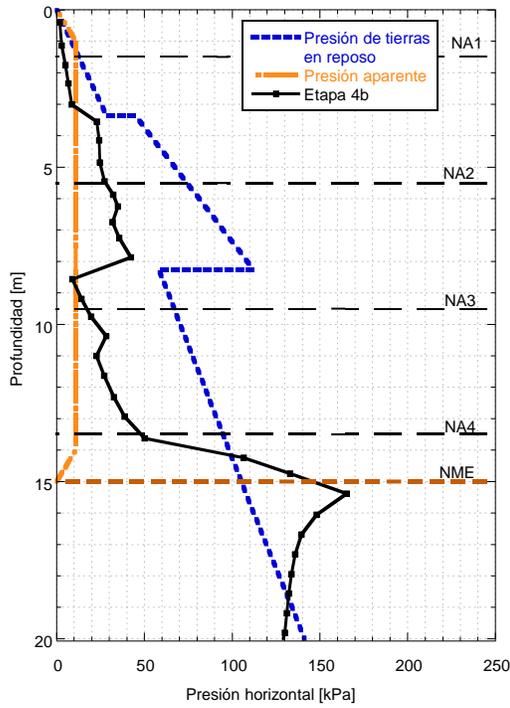


(c) 25 m

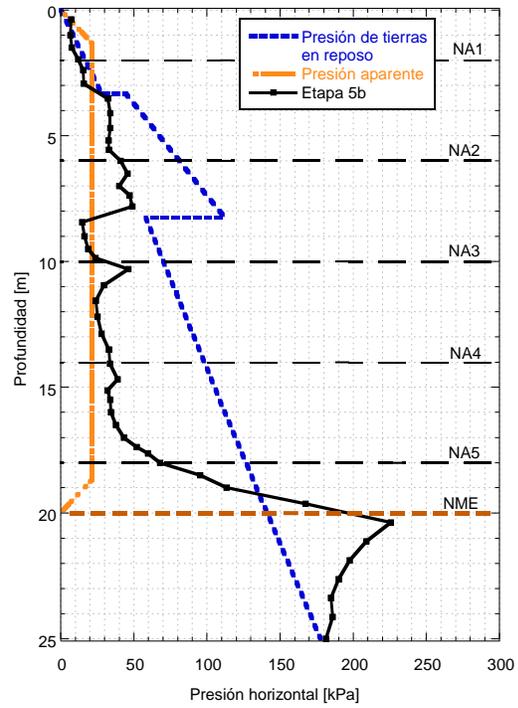


(d) 30 m

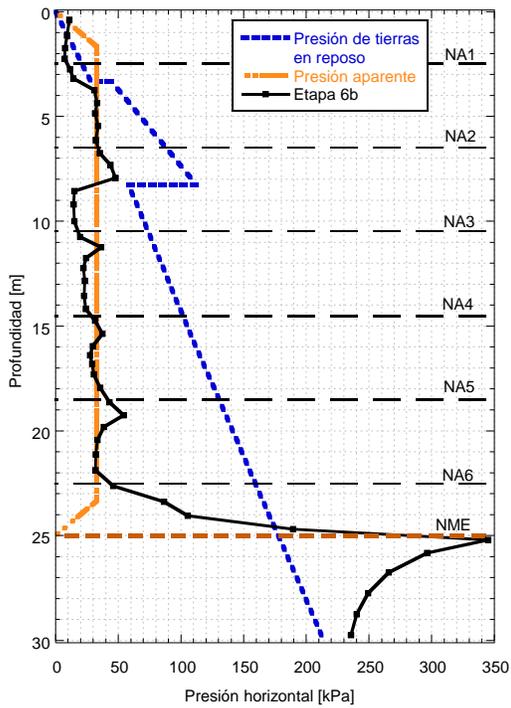
Figura 4.8. Distribución de presión lateral por etapa de excavación para una profundidad de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.



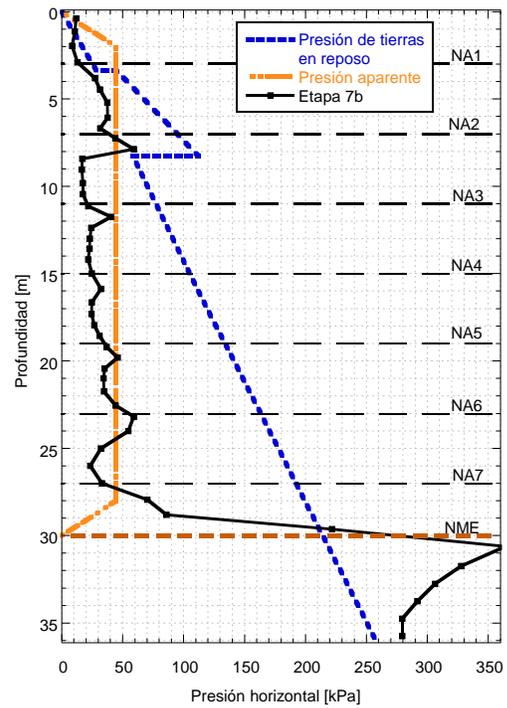
(a) 15 m



(b) 20 m

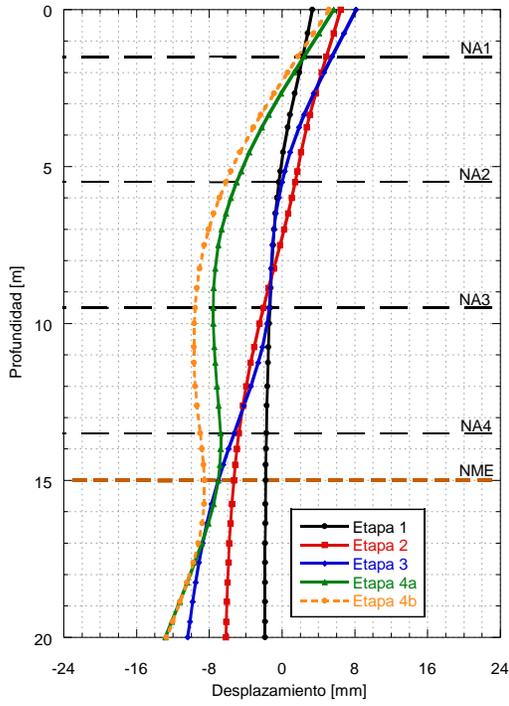


(c) 25 m

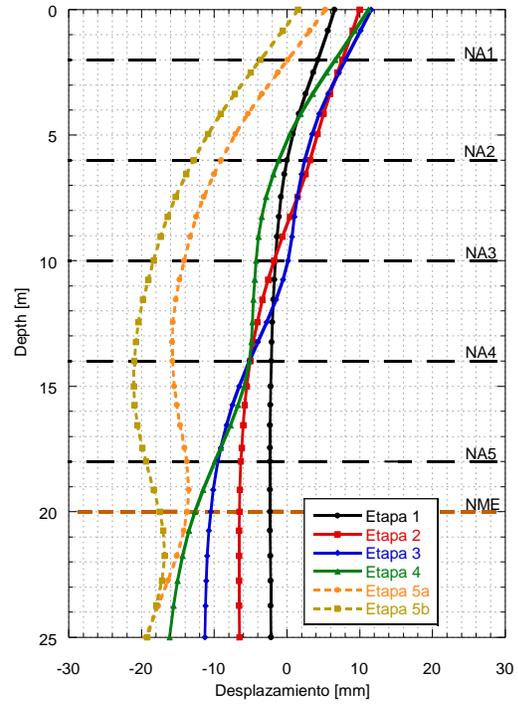


(d) 30 m

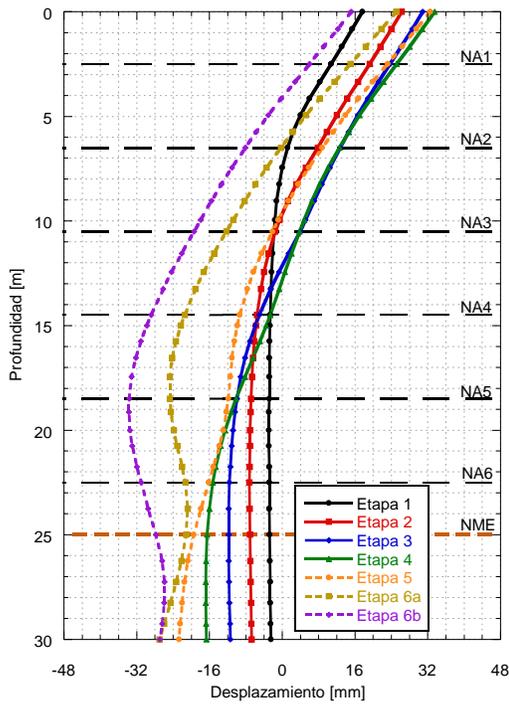
Figura 4.9. Diagramas de presión de reposo, presión aparente y presión obtenida del modelo numérico para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.



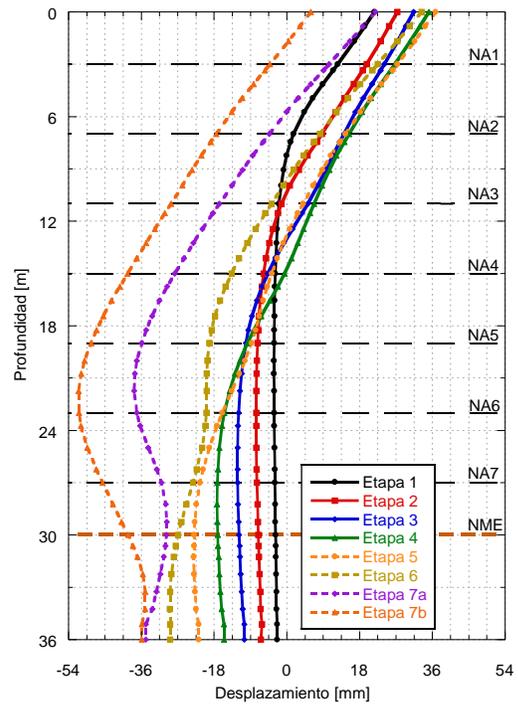
(a) 15 m



(b) 20 m

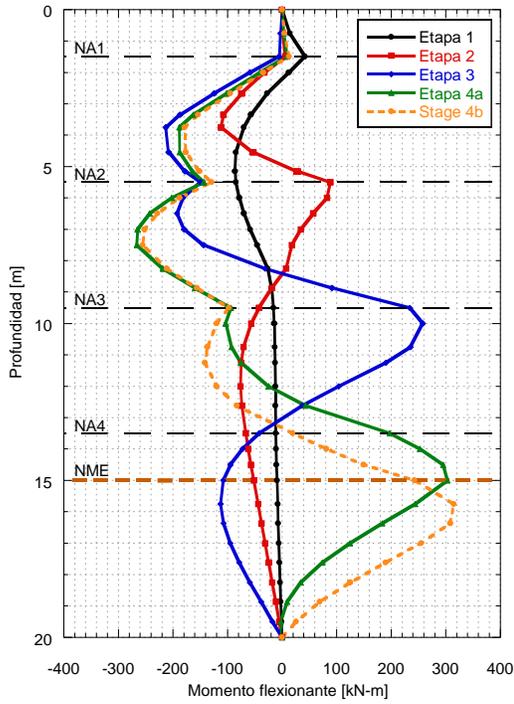


(c) 25 m

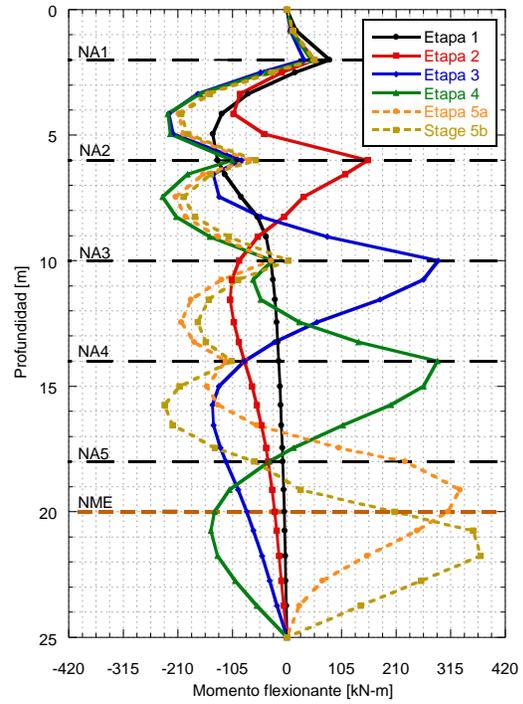


(d) 30 m

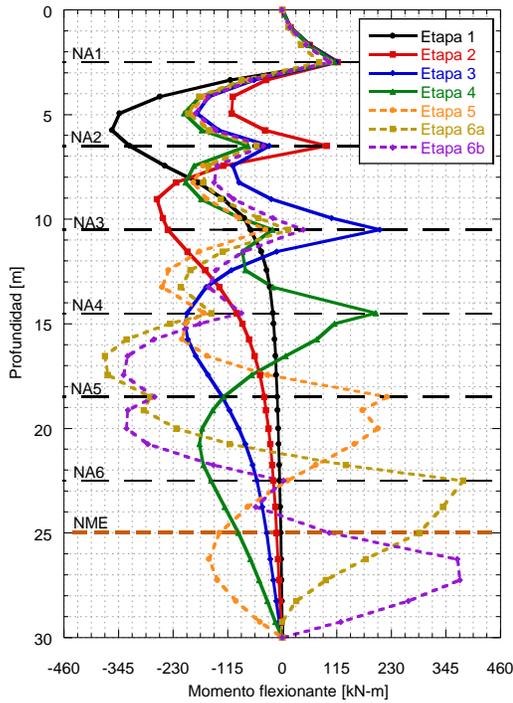
Figura 4.10. Desplazamiento lateral del sistema de contención por etapa para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.



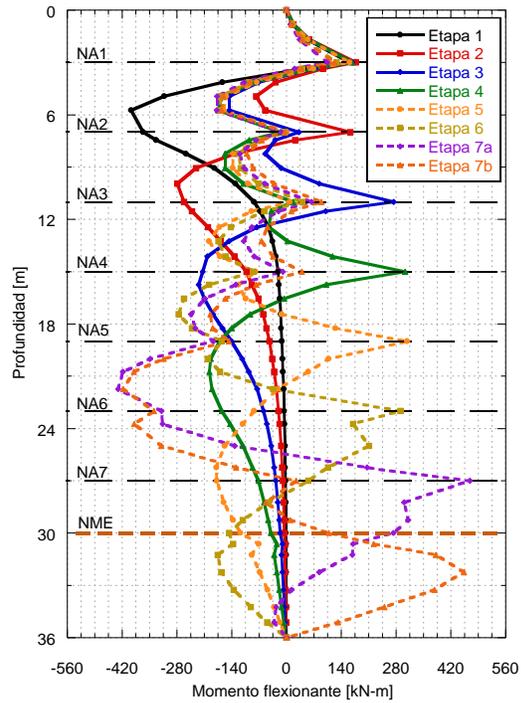
(a) 15 m



(b) 20 m



(c) 25 m



(d) 30 m

Figura 4.11. Diagrama de momento flexionante por etapa para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.

El factor de seguridad estático, FS, se evaluó como la relación entre la capacidad y la demanda, (e.g. τ_{cap}/τ_{dem}), lo que permite identificar zonas de inestabilidad local dentro de la masa de suelo.

Mayoral, (2014), propuso utilizar el concepto tradicional de capacidad sobre demanda para establecer mejor las posibles zonas de falla local en túneles construidos en arenas limosas rígidas o limos arenosos, con grado variable de cementación. En este enfoque, τ_{cap} se obtiene suponiendo un criterio de falla de Mohr-Coulomb como $c + \sigma_{oct} \tan \phi$ donde σ_{oct} es el esfuerzo octaédrico definido como $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, y; c y ϕ son la cohesión del suelo y el ángulo de fricción, respectivamente. El esfuerzo cortante activo en la masa del suelo, τ_{act} , se expresa en términos del esfuerzo desviador como $1/3((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)^{0.5}$, donde σ_1 , σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales.

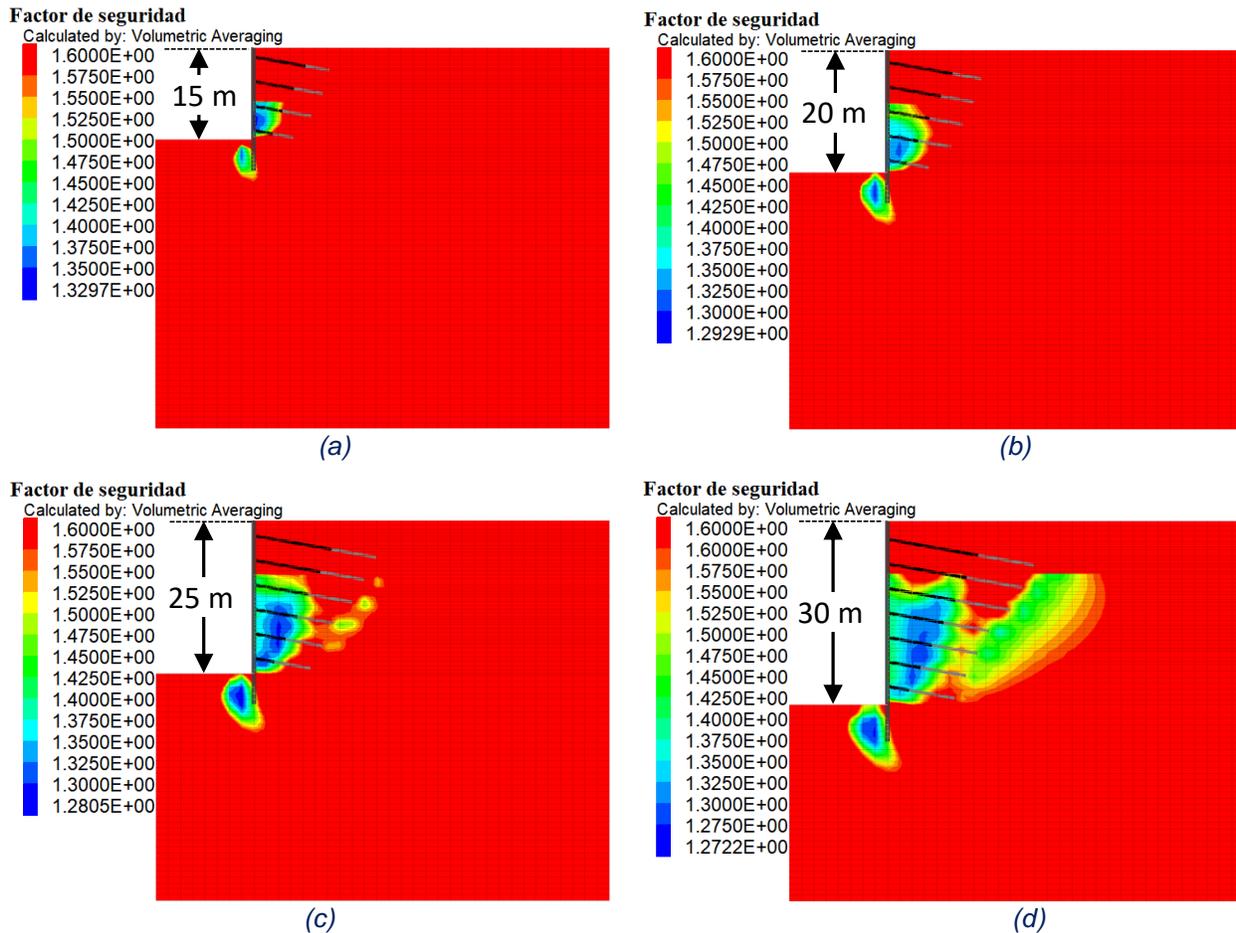


Figura 4.12. Factor de seguridad calculado, τ_{cap}/τ_{dem} , en condiciones estáticas para (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.

La Figura 4.12 muestra los contornos del valor del factor de seguridad, FS, para condiciones estáticas. Como puede verse claramente, aunque el factor de seguridad general se encuentra por encima de 1.5 antes del sismo, el factor de seguridad local es menor que 1.5 (de 1.28 a 1.5).

4.3.4. Análisis ante carga sísmica

4.3.4.1. Ambiente sísmico

El ambiente sísmico se determinó a partir de los espectros de peligro uniforme, EPU, para sismos normales y de subducción presentados en el reglamento de construcción vigente de la Ciudad de México (2020) (Figura 4.13).

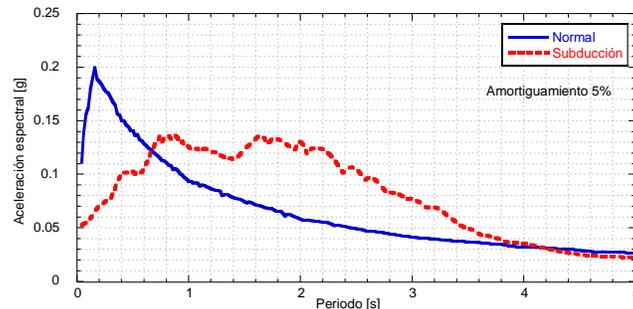


Figura 4.13. Espectros de peligro uniforme para sismos normales y de subducción empleados en el reglamento de construcción de la Ciudad de México (2020).

4.3.4.2. Historias de aceleración sintéticas

De acuerdo con la norma ASCE / SEI 7-10, cuando no se dispone del número requerido de registros de movimiento del suelo, se permite utilizar un movimiento simulado del suelo apropiado para completar el número total requerido (ASCE, 2010). Para desarrollar una historia de aceleraciones cuyo espectro de respuesta coincida razonablemente con el espectro de respuesta de diseño para el período de retorno de análisis (es decir, $T = 250$ años), la historia de aceleraciones, generalmente llamada sismo semilla, se modificó utilizando el método propuesto por Lilhanand & Tseng (1988) modificado por Abrahamson (2000). Este enfoque se basa en una modificación de una historia de aceleraciones para hacerla compatible con un espectro objetivo especificado por el usuario. La modificación de las historias de tiempo se puede realizar con una variedad de modelos. Al hacerlo, se conserva la fase no estacionaria de largo período de la historia de tiempo original. Los espectros de respuesta amortiguada al 5% calculados para las historias de tiempo modificadas se comparan con el EPU objetivo en la Figura 4.15. Puede verse que el espectro de respuesta calculado a partir de las historias de tiempo modificadas coincide razonablemente con el espectro objetivo. Los acelerogramas sintéticos se muestran en la Figura 4.14. Las características de los acelerogramas sintéticos se describen en la Tabla 4.3.

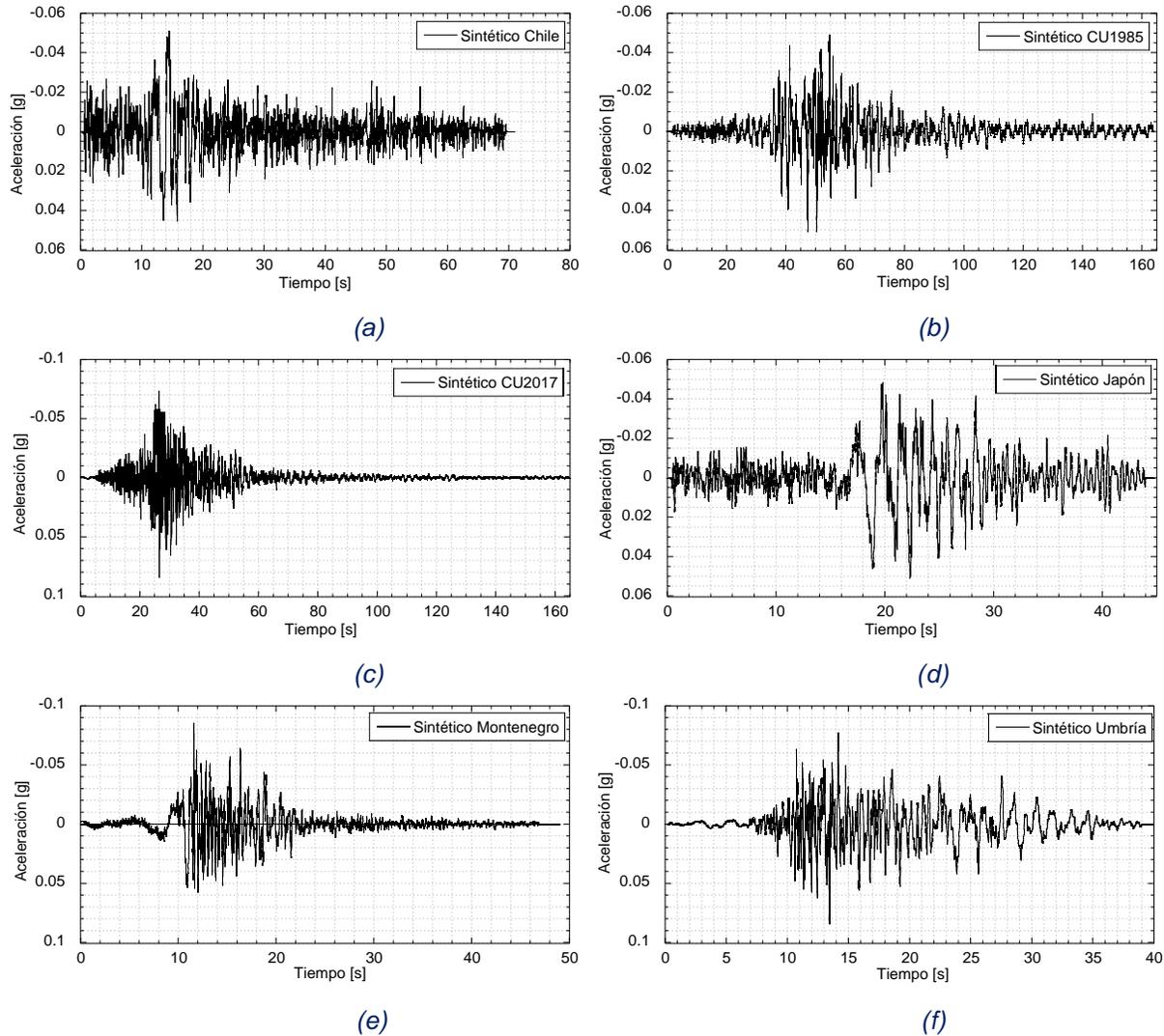


Figura 4.14. Acelerogramas sintéticos empleados, (a) Chile, (b) CU1985, (c) CU2017, (d) Japón, (e) Montenegro y (f) Umbría.

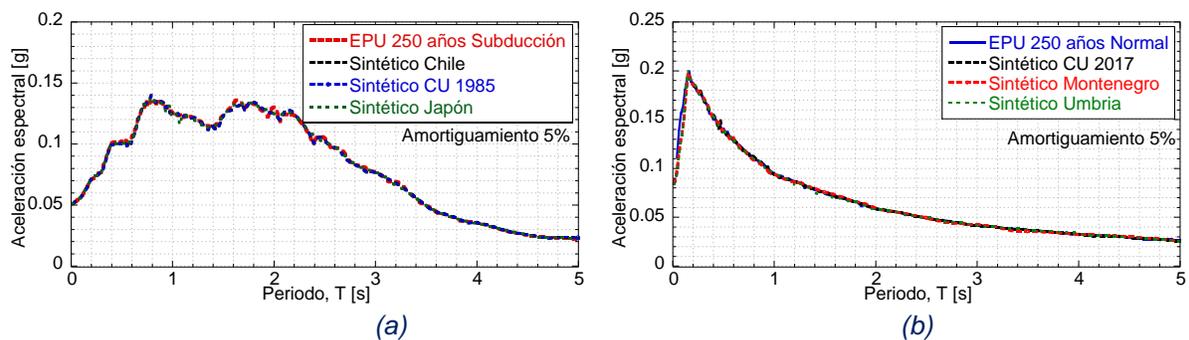


Figura 4.15. Espectros de peligro uniforme y ajuste espectral para sismos de (a) subducción y (b) normales.

Tabla 4.3. Características de los acelerogramas sintéticos empleados en el análisis.

Zona sismogénica	Nombre del sismo	Año	M _w	PGA (g)	T _D (s)	Frec. (Hz)	IA (cm/s)
Normal	Montenegro (ex-Yugoslavia)	1979	6.9	0.251	12.1	1.35	47.9
	Umbria Marche (Gubbio-Piana, Italia)	1998	4.8	0.223	2.3	4.44	40
	Puebla-Ciudad de México (CU, México)	2017	7.1	0.059	29.6	0.56	412
Subducción	Michoacan (CU, México)	1985	8.1	0.033	49.7	0.50	178
	Maule (Concepcion San Pedro, Chile)	2010	8.8	0.638	71.2	1.25	120
	Honshu (Haga, Japón)	2011	9.0	0.939	68.3	1.73	300

Donde M_w es la magnitud de momento; T_D es la duración significativa del movimiento definida como la diferencia entre T-95 y T-5, correspondiente a los tiempos en los que se alcanza el 5% y 95% de la intensidad de Arias (IA); Frec., es la frecuencia dominante del sismo, e IA, es la intensidad de Arias.

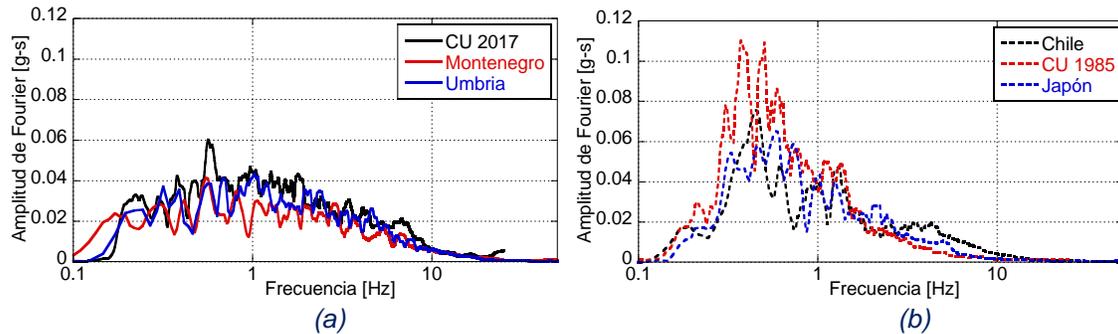


Figura 4.16. Contenido de frecuencias para (a) eventos normales y (b) subducción.

4.3.4.3. Respuesta de campo libre

Inicialmente, se utilizó el software SHAKE (Schnabel, *et al.*, 1972) para el análisis unidimensional de respuesta del sitio. El modelo numérico de diferencias finitas desarrollado con FLAC^{3D} tiene una profundidad de 62 m y una sección cuadrada de 10 m por 10 m (Figura 4.17). Los sismos fueron deconvueltos con el software SHAKE y aplicados en la base del modelo tridimensional de diferencias finitas empleando propiedades lineales equivalentes. Las fronteras de campo libre empleadas en FLAC^{3D} se utilizaron a lo largo del modelo. De la Figura 4.18 a 4.20 se muestra la comparación de los espectros de respuesta obtenidos del análisis unidimensional con SHAKE, y el punto de control A, correspondiente a la condición de campo libre para la columna de suelo y el modelo numérico.

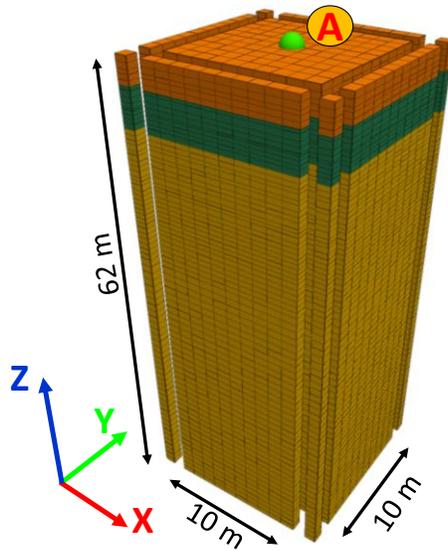


Figura 4.17. Modelo tridimensional de diferencias finitas para una columna de suelo.

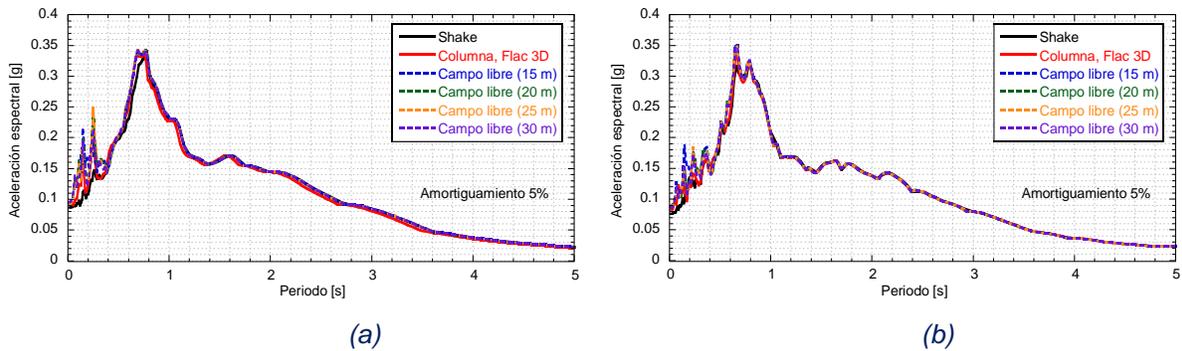


Figura 4.18. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Chile y (b) CU1985.

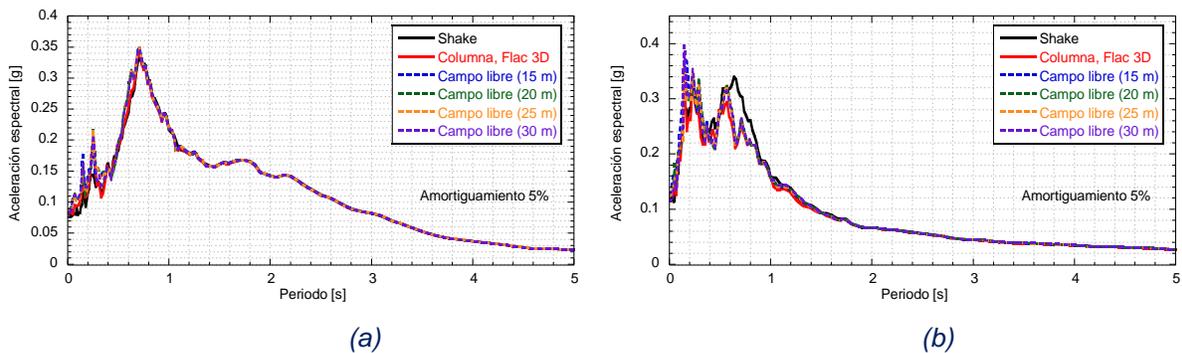
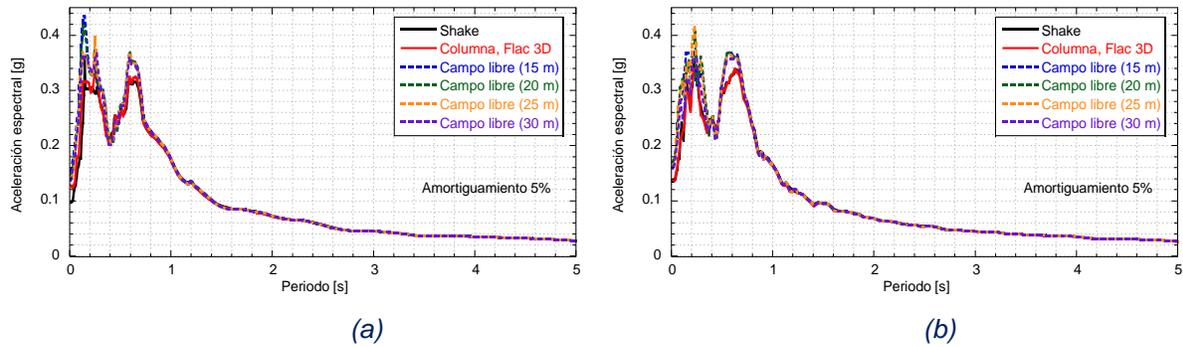


Figura 4.19. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Japón y (b) CU2017.



(a) (b)
 Figura 4.20. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Montenegro y (b) Umbría.

4.3.4.4. Interacción suelo-estructura

El análisis sísmico se realizó utilizando los acelerogramas sintéticos que se muestran en la Figura 4.14. Debido a las condiciones geométricas de la excavación se consideró apropiado evaluar el comportamiento sísmico mediante una sección representativa de 9 m de ancho. Para el análisis dinámico se consideraron dos componentes horizontales de excitación. La distribución del factor de seguridad se obtuvo para cada historia de aceleración sintética siguiendo el criterio establecido de capacidad sobre demanda (τ_{cap}/τ_{dem}). De la Figura 4.21 a 4.26 se muestran los contornos de factor de seguridad antes de la ocurrencia del movimiento, para el tiempo en el que ocurre la aceleración máxima en superficie y al final del movimiento, para cada historia de aceleración sintética y profundidad analizados.

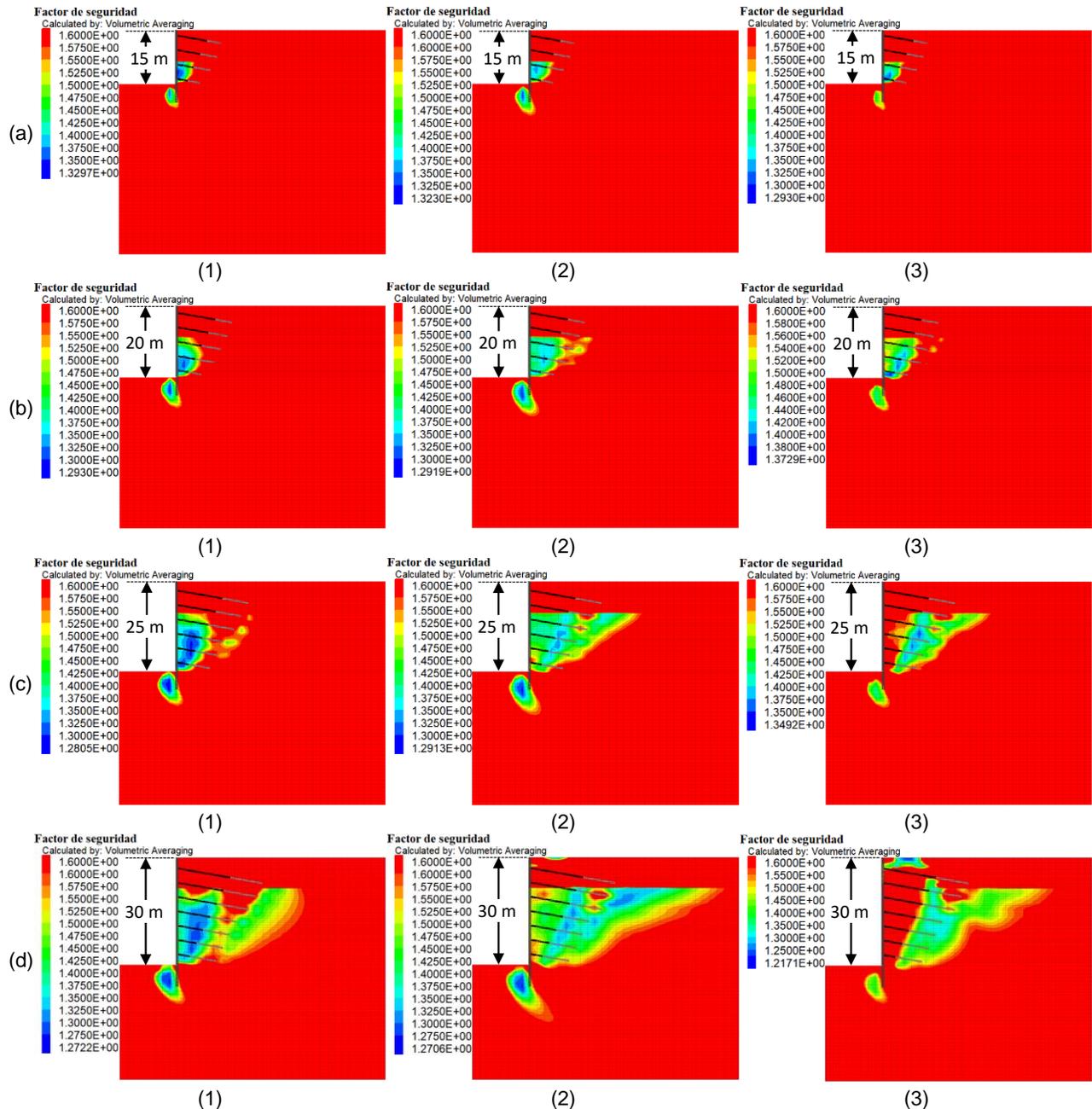


Figura 4.21. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU2017 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

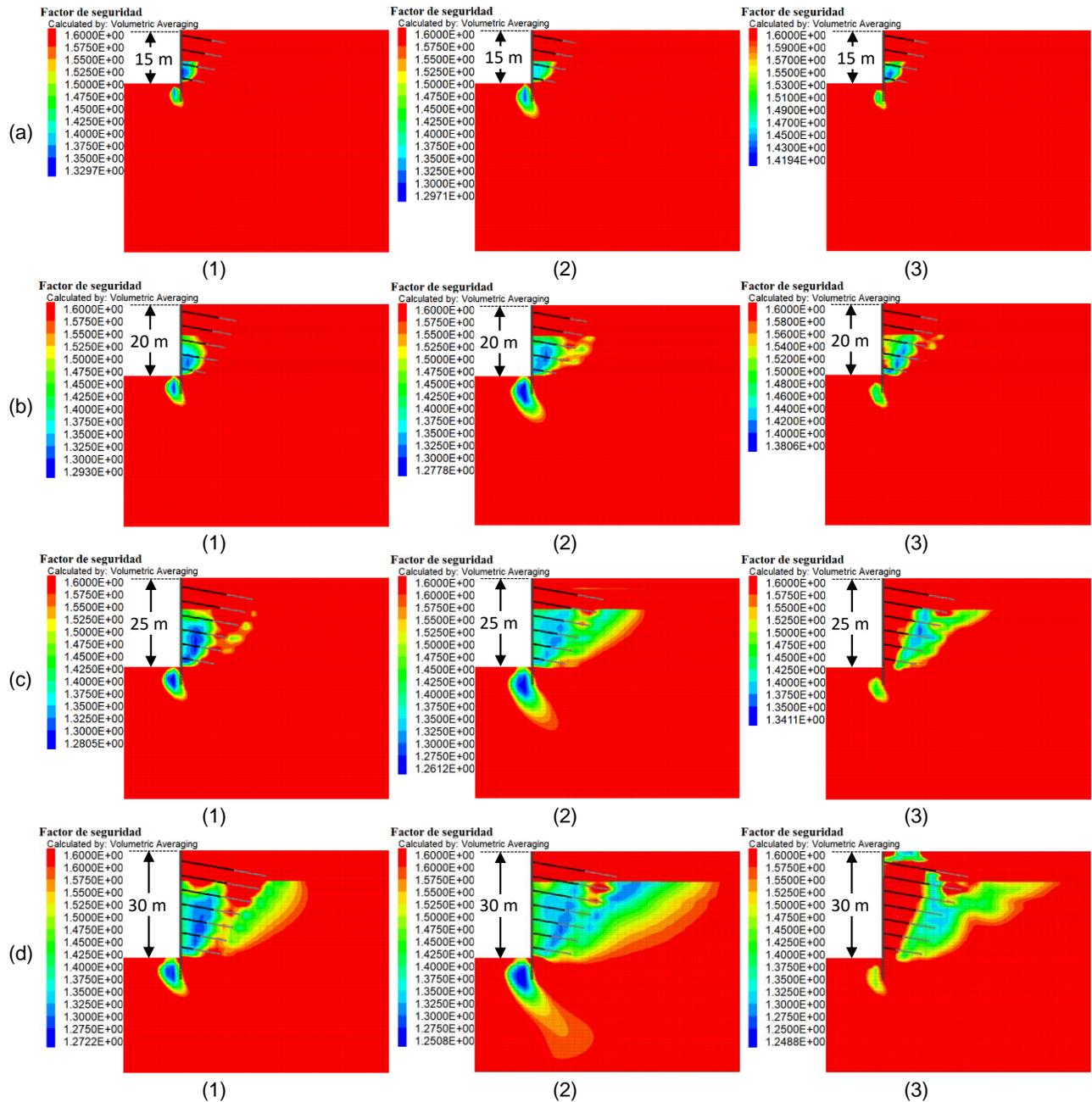


Figura 4.22. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Montenegro (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

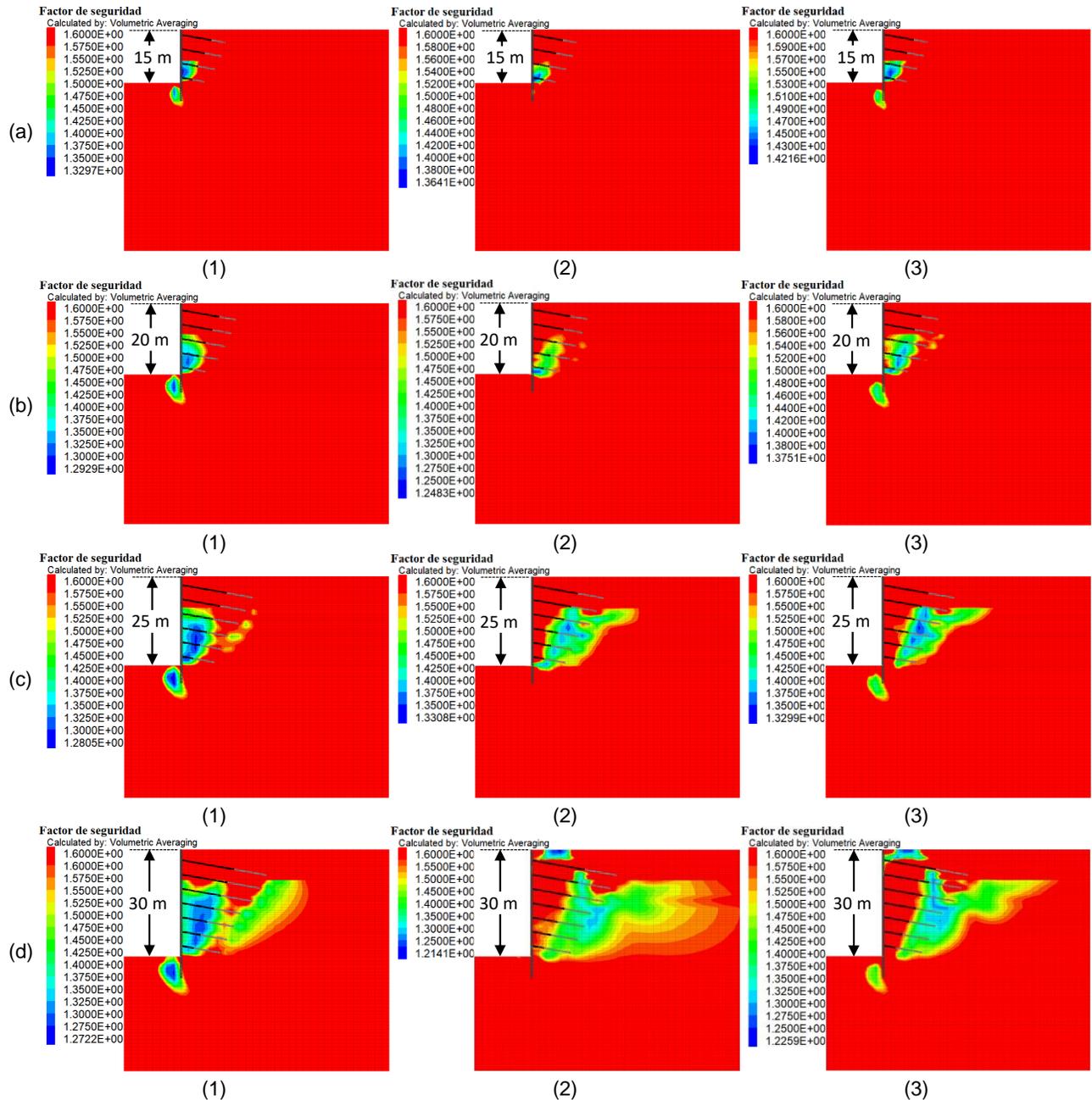


Figura 4.23. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Umbría (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

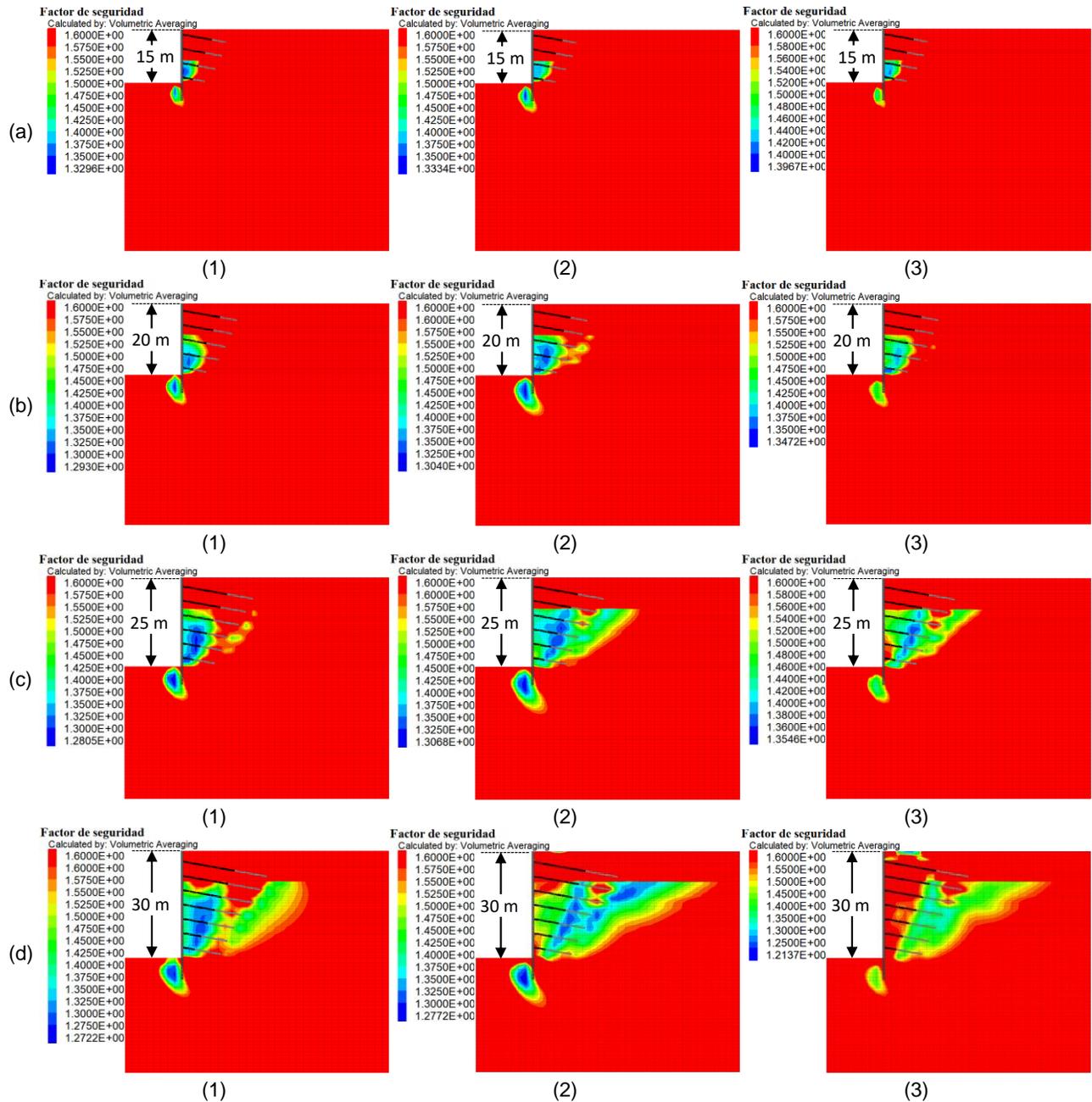


Figura 4.24. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Chile (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

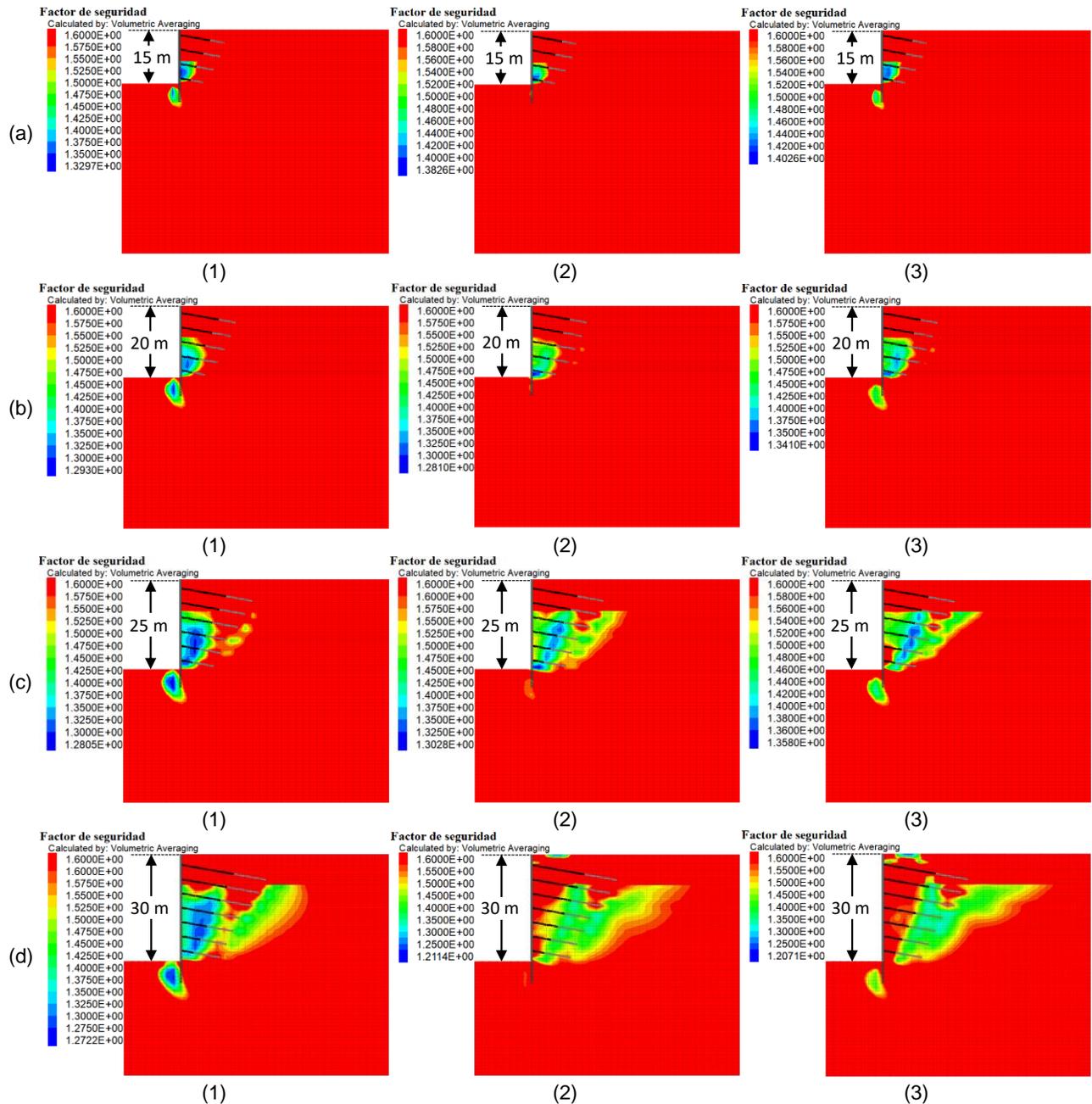


Figura 4.25. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU1985 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

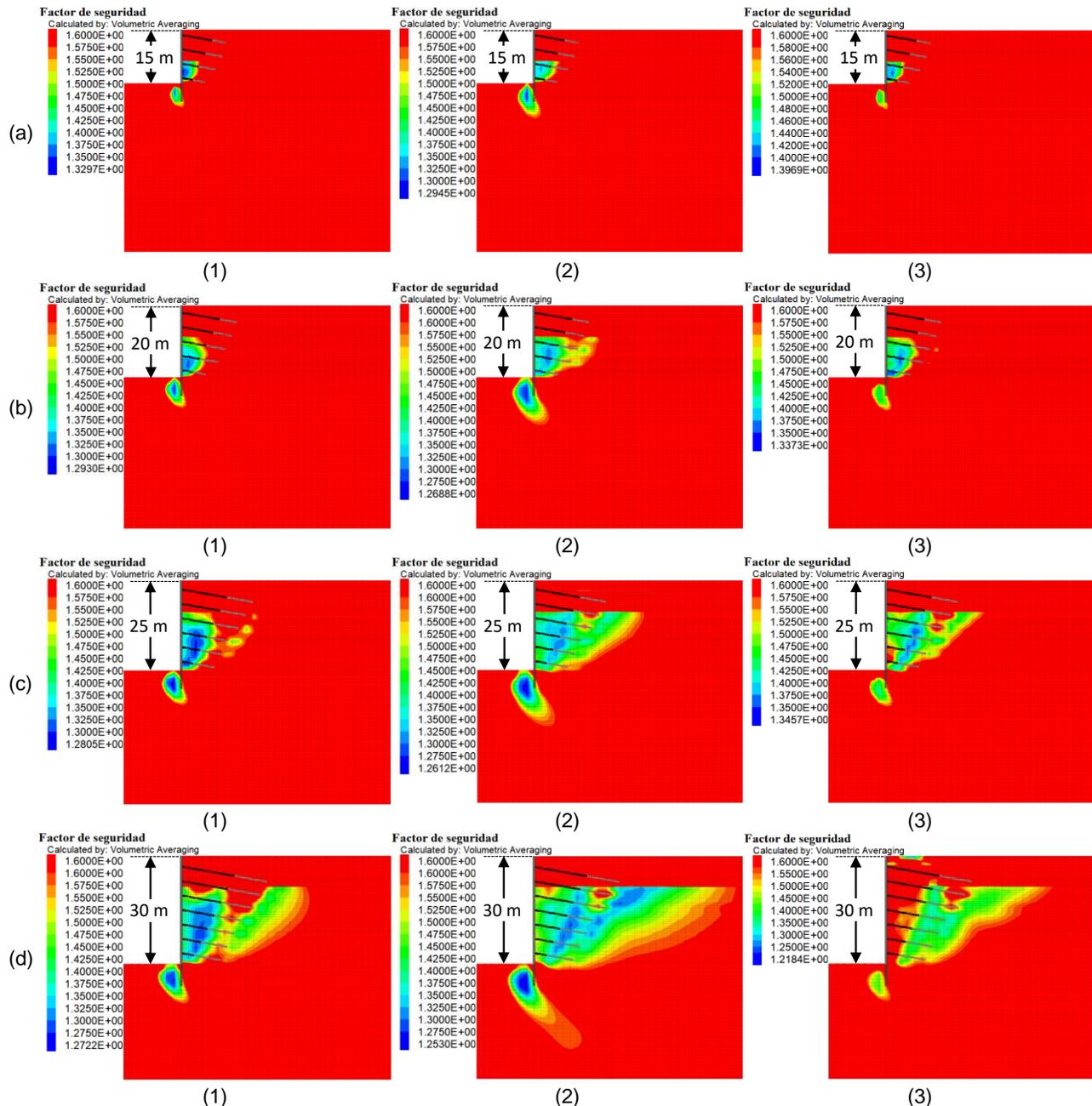


Figura 4.26. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Japón (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

De los resultados se observó que el incremento en la profundidad de excavación potencializa la disminución del factor de seguridad local. Para todas las profundidades se identificaron factores de seguridad bajos en el respaldo del sistema de retención. Sin embargo, con la ocurrencia del evento sísmico tienden a extenderse, incluso fuera de la zona del bulbo de anclaje. Con base en los contornos de factor de seguridad, se identifica, que la ocurrencia de la

aceleración máxima en superficie, no necesariamente induce una condición que conlleve al factor de seguridad mínimo.

El comportamiento dinámico del sistema de retención se evaluó para eventos normales y de subducción. La variación de la presión horizontal sobre el sistema de retención para cada evento sísmico se muestra de la Figura 4.27 a 4.34. En la mayoría de los casos es visible que el incremento de presión dinámica cerca del nivel de superficie no es significativo y que muestra un incremento cerca del nivel de máxima excavación y el empotramiento de la pila. La Figura 4.35 muestra que, para todos los casos, el uso de la pila induce un mayor incremento en la presión dinámica. Además, la estimación de la distribución de la presión dinámica debe tomar en cuenta el procedimiento constructivo con un método integral que involucre las condiciones reales.

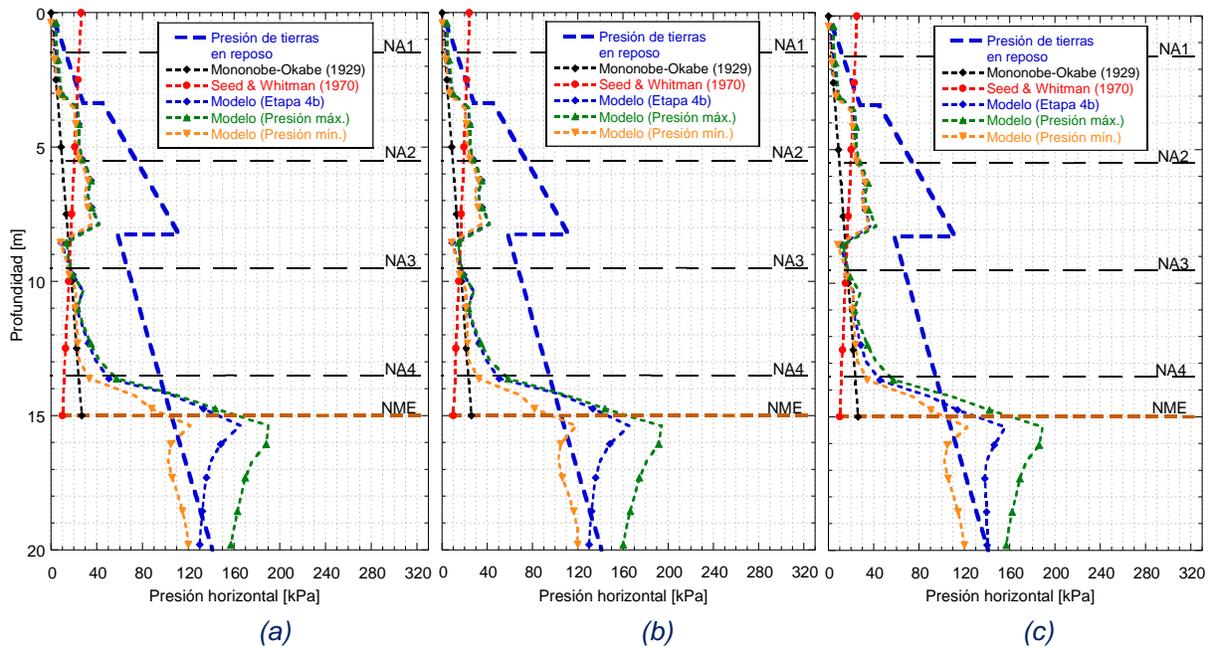


Figura 4.27. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

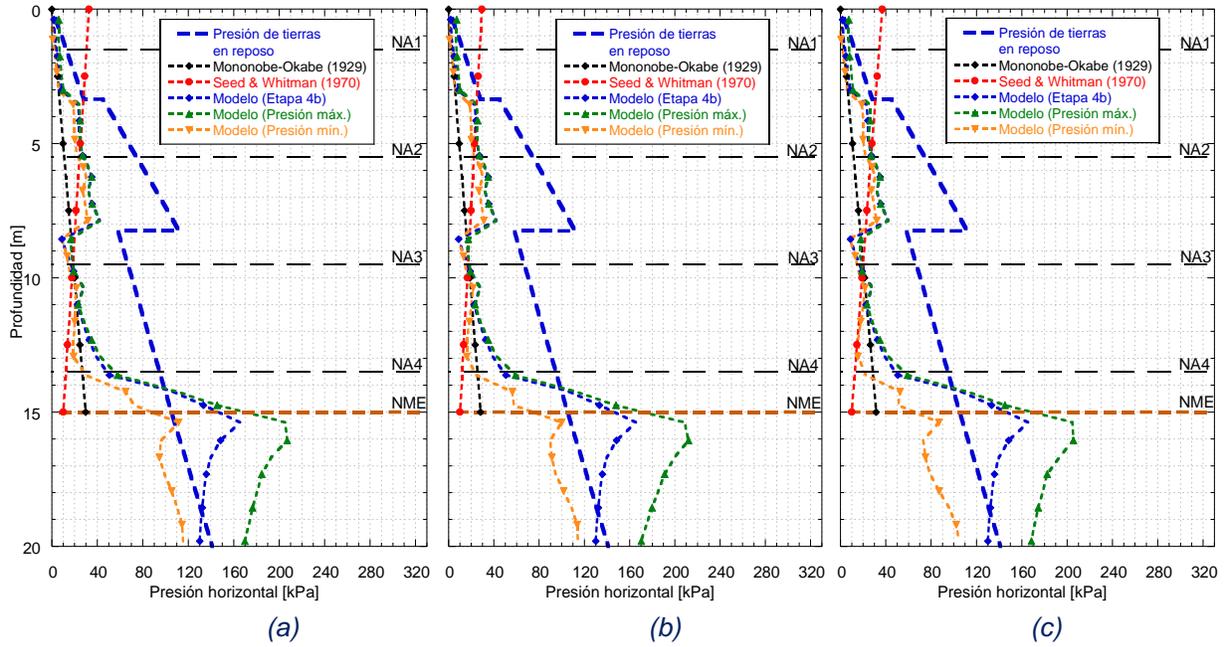


Figura 4.28. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

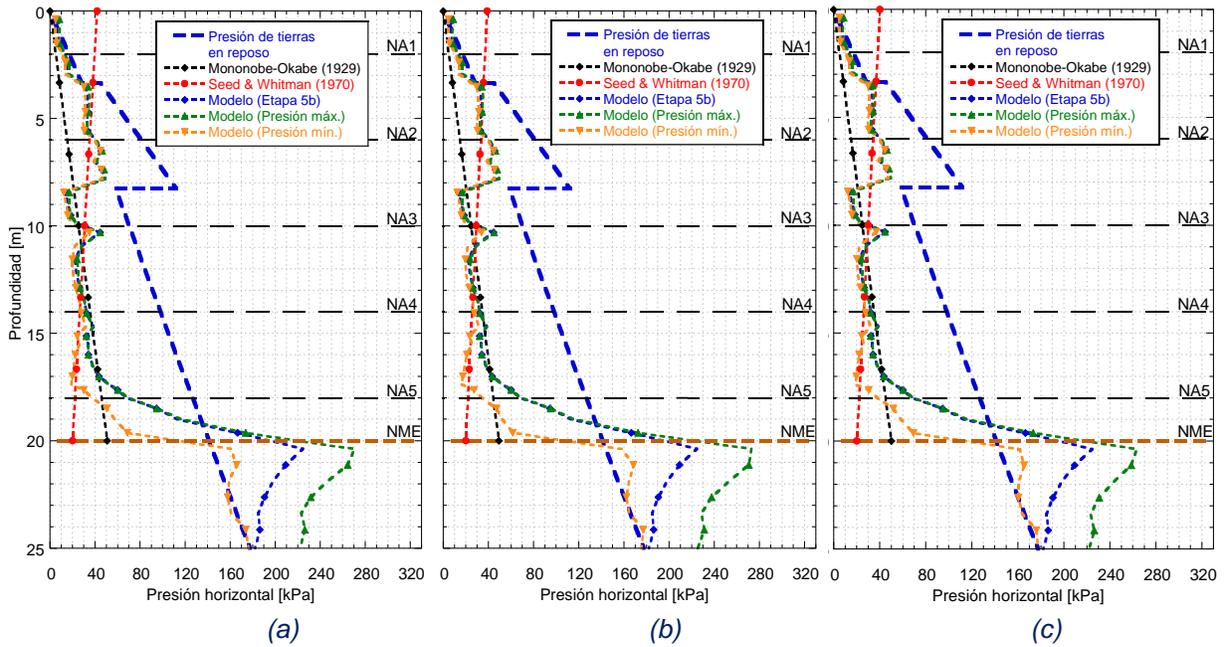


Figura 4.29. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

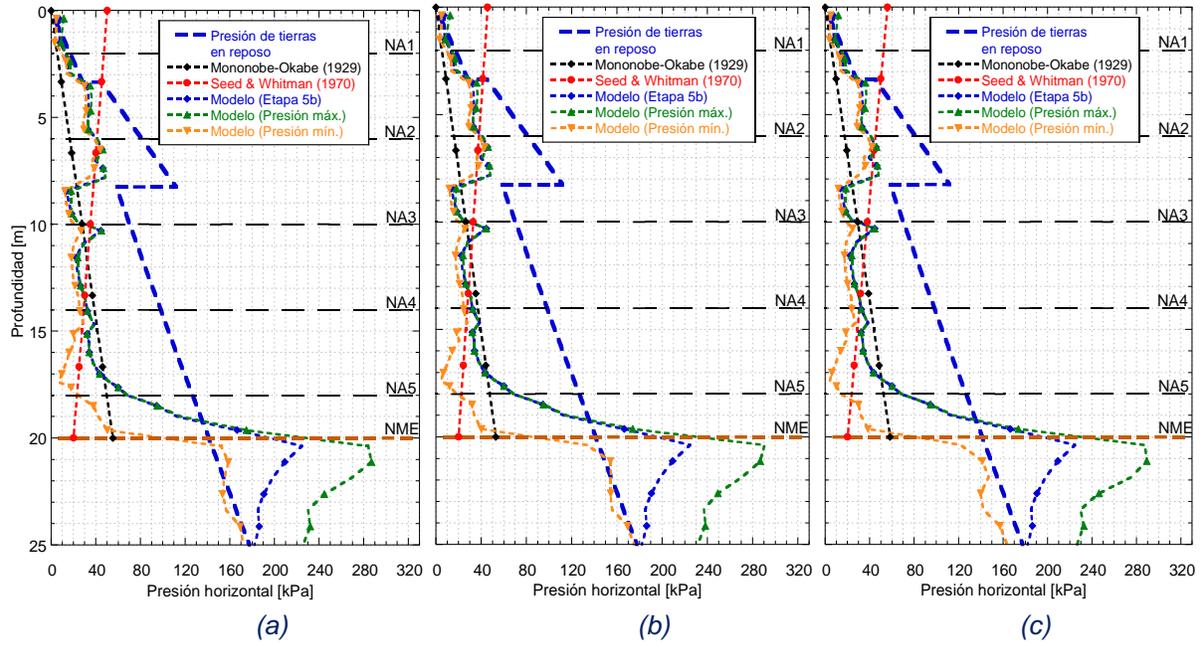


Figura 4.30. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

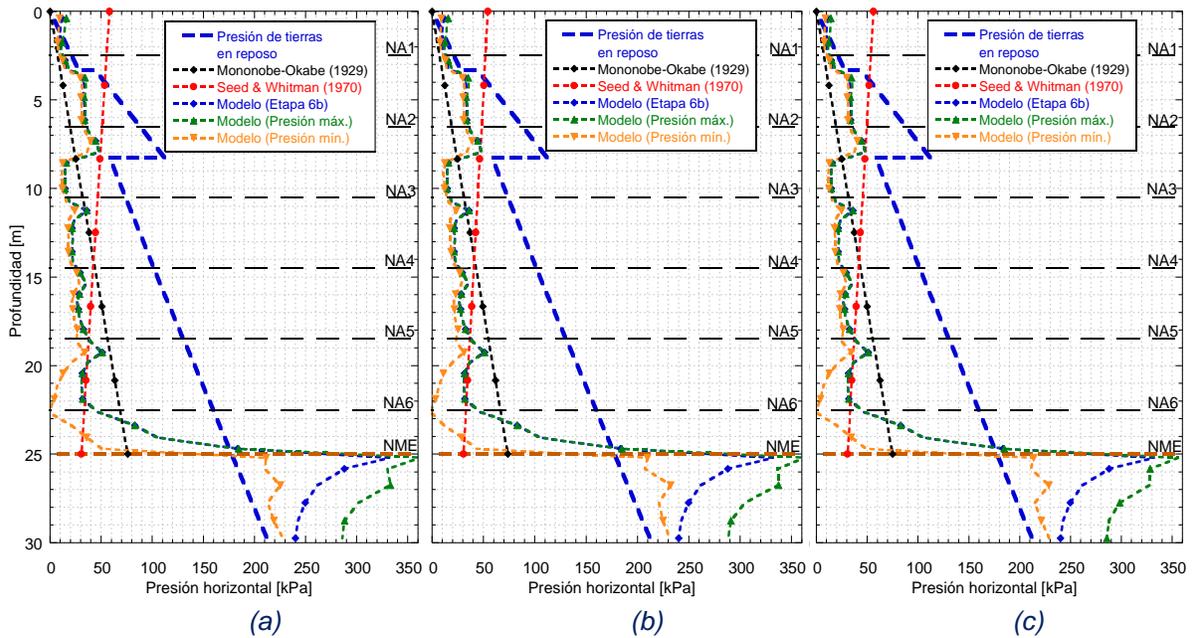


Figura 4.31. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

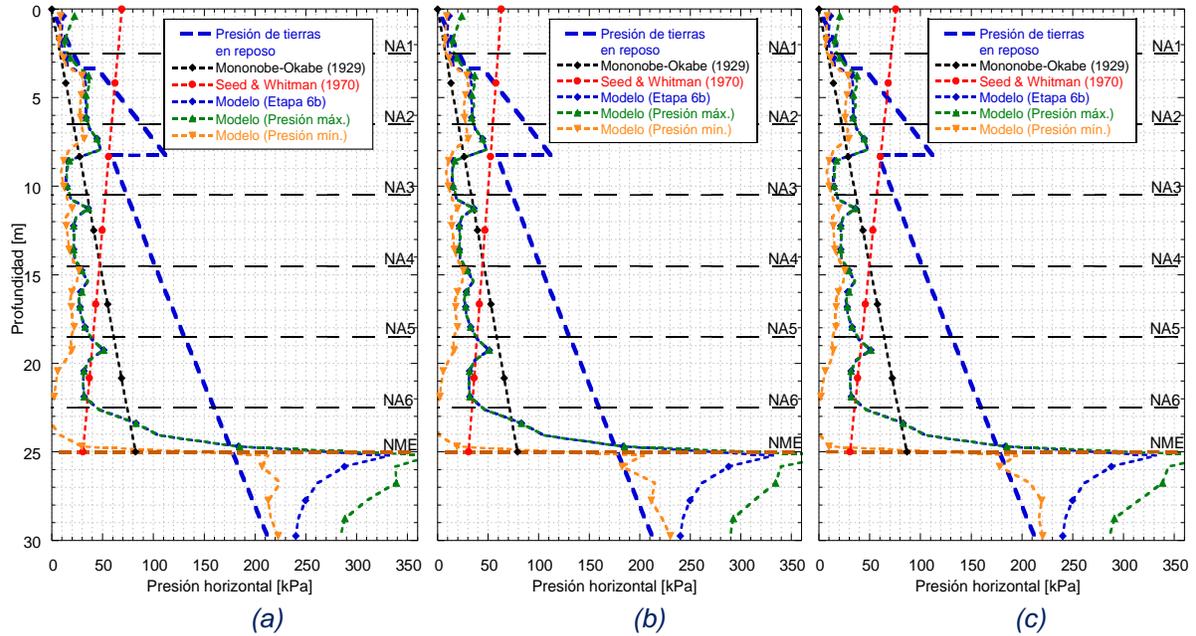


Figura 4.32. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

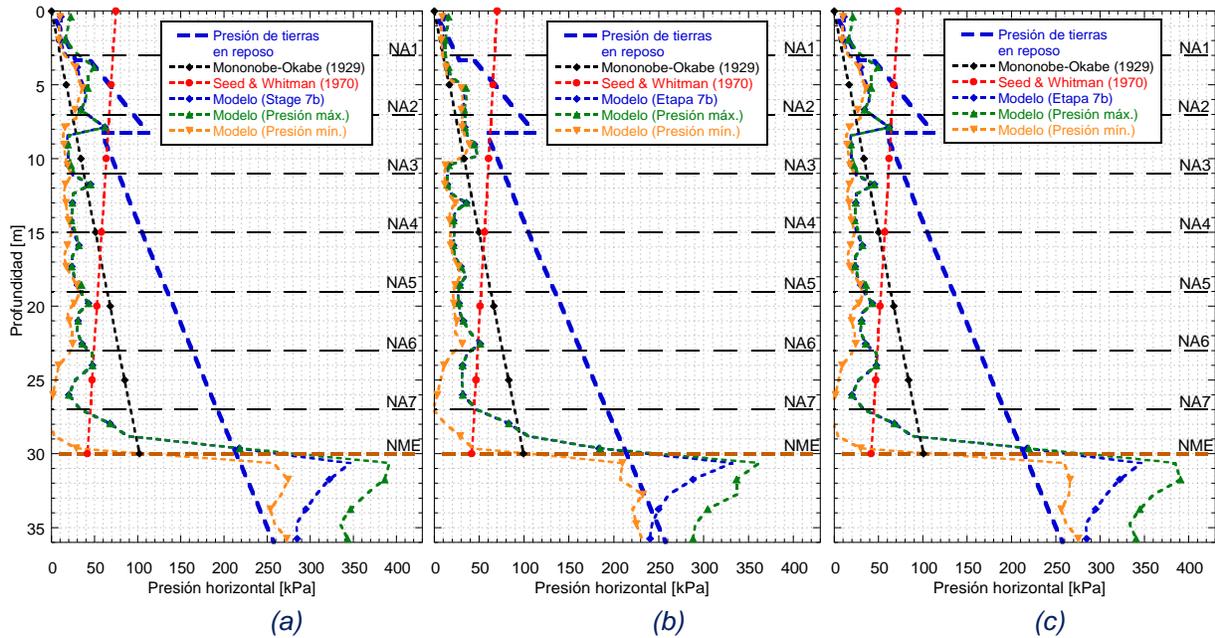


Figura 4.33. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

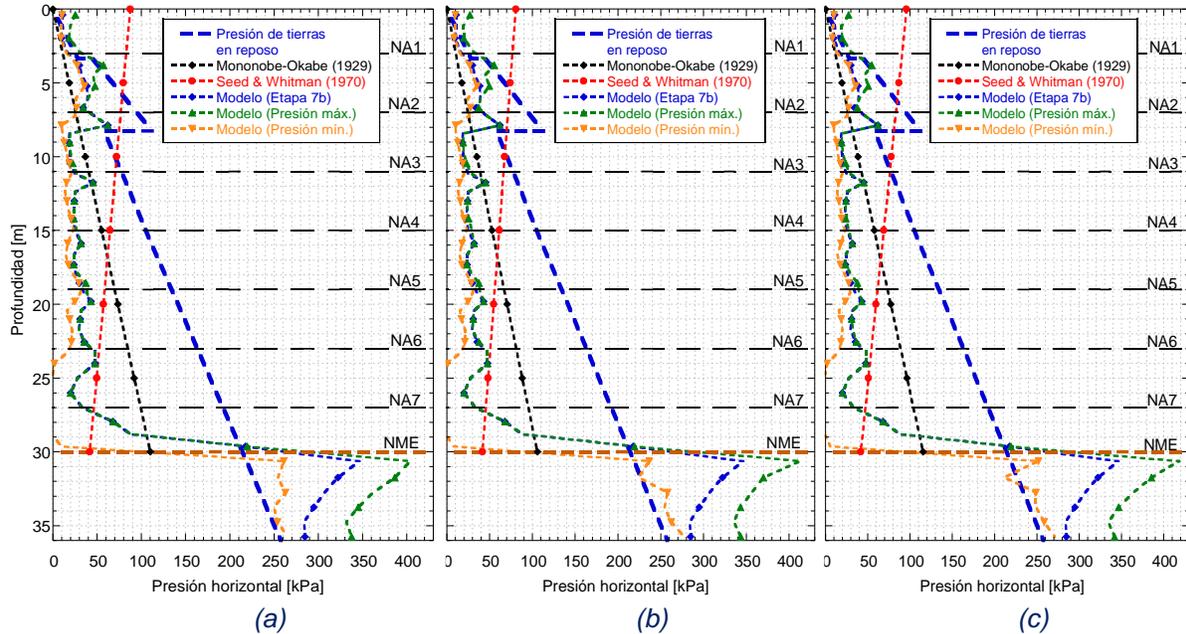


Figura 4.34. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

Las Figuras 4.26 a 4.34 comparan la magnitud de la presión obtenida usando métodos analíticos con la del modelo numérico. La aproximación hecha con el método Mononobe-Okabe infiere una distribución de presión triangular con la presión resultante actuando a un tercio de la altura; sin embargo, Seed & Whitman (1970) proponen que la altura de aplicación del componente de presión activa dinámica sea $0.6H$, con base en el análisis de enfoques experimentales y analíticos.

De las Figuras 4.26 a 4.34 se observa que las estimaciones con métodos analíticos son superiores a la envolvente de presión máxima, lo que genera diseños conservadores. Las condiciones de presión máxima en el respaldo para los análisis realizados no ocurren para un mismo tiempo ni están asociados a la ocurrencia de la aceleración máxima en superficie. De las distribuciones de presión máxima para cada evento, se observa la importancia de tomar en cuenta la flexibilidad del sistema de retención y la condición de apoyo en la base. Esto, debido a que la presión inicial se mantiene cerca del nivel de máxima excavación, induciendo un incremento mayor en la magnitud de presiones.

4.3.5. Cálculo del incremento de presión dinámica

Los incrementos de presión dinámica fueron normalizados en todos los casos para identificar los intervalos críticos. En primera instancia se identifica la variación de la presión con la profundidad atendiendo a la secuencia constructiva llevada a cabo; por lo que, la presión al final del

procedimiento constructivo es el parámetro identificado como presión inicial, P_0 . A partir de la magnitud de presión máxima del evento dinámico, $P_{Dmáx}$, se determinaron perfiles de incremento de presiones y éstos se normalizaron respecto al valor de presión inicial, P_0 . Esto permitió la definición del coeficiente de presión dinámica, κ_D .

κ_D se define como:

$$\kappa_D = \frac{P_{Dmáx} - P_0}{P_0} \quad (4.5)$$

donde:

P_0 – presión al final de procedimiento constructivo

$P_{Dmáx}$ – presión máxima dinámica durante del evento sísmico.

De los resultados obtenidos, se planteó que la presión dinámica total, P_T , puede evaluarse con el coeficiente de presión dinámica, κ_D , empleando como parámetro de entrada la distribución de presiones al final del procedimiento constructivo, P_0 . Así, la presión sísmica máxima en el sistema de retención puede evaluarse como:

$$P_T = P_0(1 + \kappa_D) \quad (4.6)$$

En este caso, P_T , está en función de la relación entre la profundidad, z , y la altura de excavación, H .

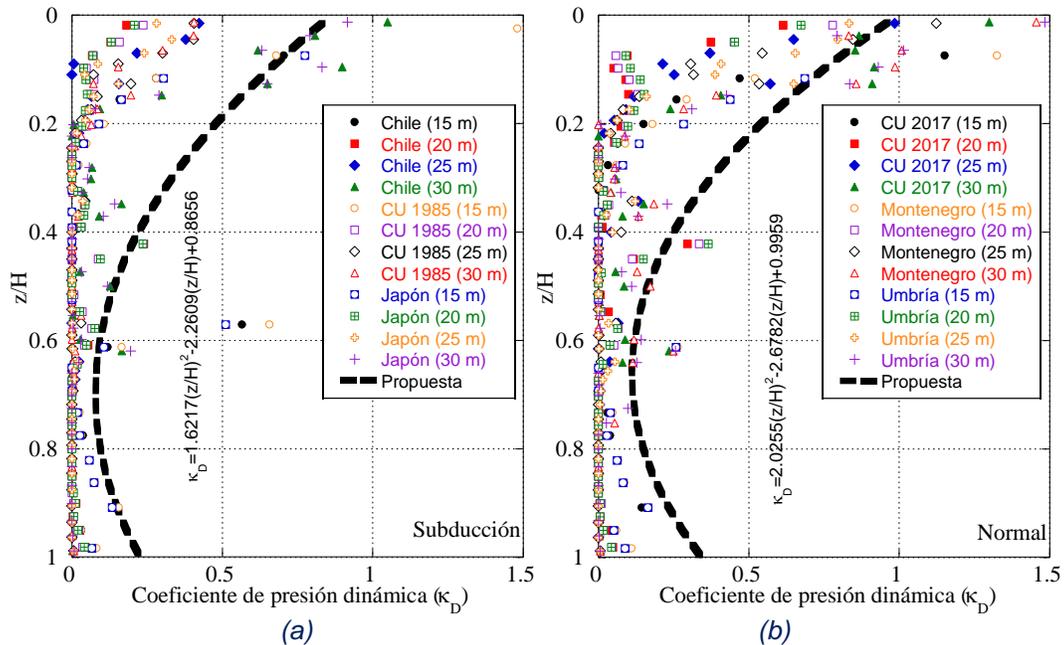


Figura 4.35. Incrementos de presión dinámica en muros de retención flexible para sismos (a) de subducción y (b) normales.

La estimación del coeficiente de presión dinámica se puede expresar en forma paramétrica:

para sismos de subducción:

$$\kappa_D = 1.6217 \left(\frac{z}{H}\right)^2 - 2.2609 \left(\frac{z}{H}\right) + 0.8656 \quad (4.7)$$

y para sismos normales:

$$\kappa_D = 2.0255 \left(\frac{z}{H}\right)^2 - 2.6782 \left(\frac{z}{H}\right) + 0.9959 \quad (4.8)$$

En la Figura 4.35 se muestran los perfiles del coeficiente de presión dinámica, normalizados respecto a la altura de excavación, H . Para todas las profundidades empleadas en el análisis se identificó que la zona donde se generan las mayores presiones se encuentra cerca del nivel de máxima excavación. El uso de modelos sofisticados y análisis de interacción suelo-estructura permite identificar que sistemas de retención flexibles y con menor profundidad se acoplan al movimiento del terreno; por lo que, no se infieren efectos perjudiciales relevantes de interacción suelo-estructura. Mientras que sistemas de retención de mayor profundidad, pueden no acoplarse con la longitud de onda predominante del sitio, induciendo efectos perjudiciales de interacción-estructura.

4.3.6. Tensión en anclas

Durante la ocurrencia del evento sísmico el tensado de los anclajes puede presentar incrementos y decrementos debido a la diferencia de deformaciones entre el bulbo y la pila, o la generación de desplazamientos permanentes. Para los casos analizados, se consideró adecuado expresar el comportamiento de la tensión como la relación entre la tensión durante el evento sísmico y la tensión inicial para cada nivel de anclaje. Dicha tensión obedece a la condición al final del procedimiento constructivo, dado que el desplazamiento relativo derivado de cada etapa de excavación induce un nuevo estado de esfuerzo en el ancla. En las Figuras 4.36 a 4.37, se muestra el comportamiento de la tensión por cada nivel de anclaje, profundidad y evento sísmico. Las reducciones en la tensión no son significativas para profundidades de excavación de 15 y 20 m. Por otro lado, se observaron reducciones de la tensión del ancla, derivado de la nueva configuración deformada de la pila, siendo los niveles de anclaje inferiores los que presentaron las mayores reducciones. Para fines prácticos, la tensión en los anclajes debe verificarse después de la ocurrencia de un evento sísmico con la finalidad de prevenir que la reducción o aumento de las solicitaciones generen condiciones no deseables.

4.3.6.1. Historia de tensiones normalizadas para muros de retención flexibles ante eventos de subducción

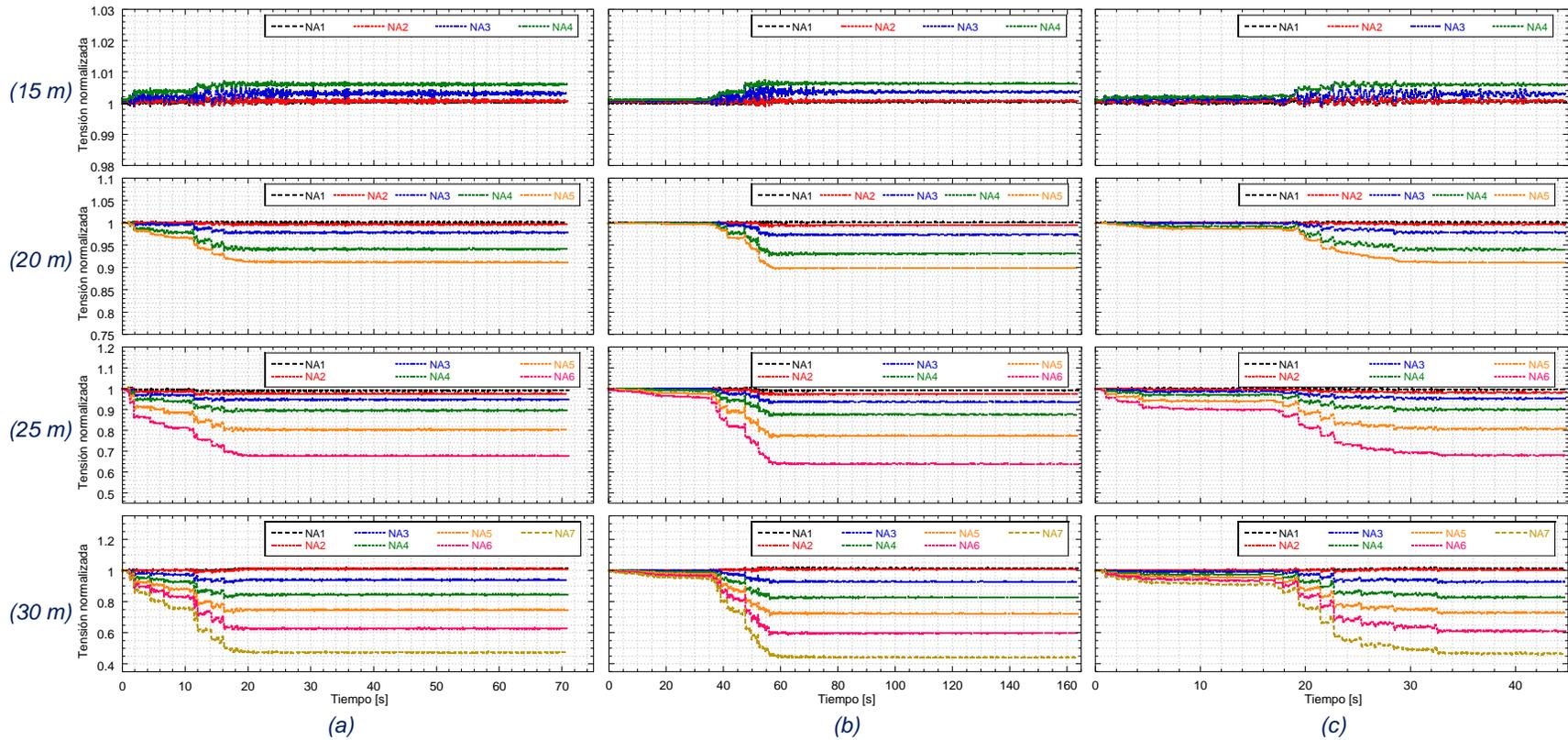


Figura 4.36. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

4.3.6.2. Historia de tensiones normalizadas para muros de retención flexibles ante eventos normales

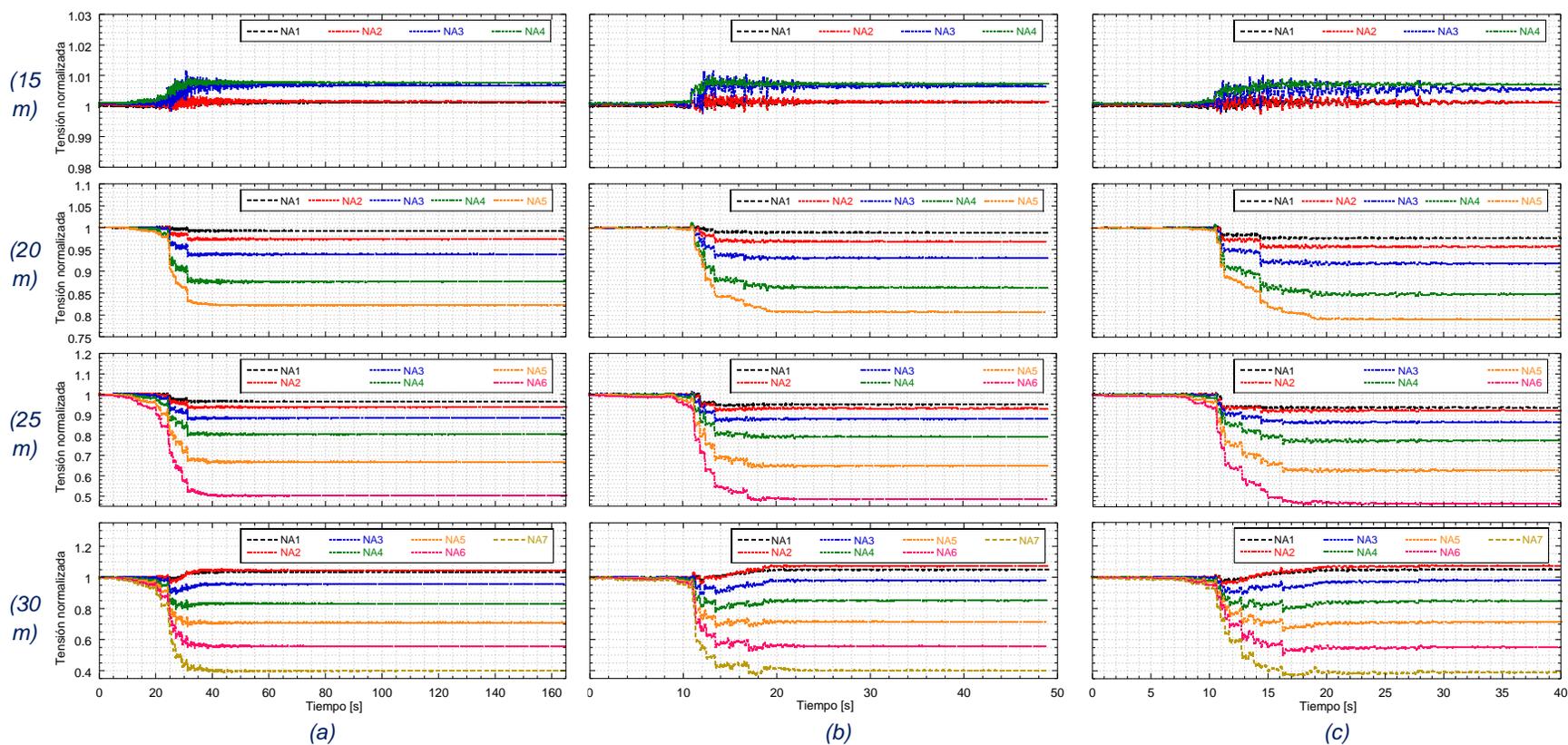


Figura 4.37. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

Derivado del análisis de la tensión al final de cada evento sísmico se determinó la variación en la reducción del tensado en el anclaje en función de la relación entre la profundidad y la altura de la excavación, z/H . En la Figura 4.38 se identifica que, para las 4 profundidades analizadas los niveles de anclaje superiores no tienen una reducción significativa del tensado; sin embargo, conforme la profundidad incrementa la reducción de la tensión inicial es mayor, siendo los eventos de tipo normal los que presentan mayores reducciones y un incremento del orden del 5% en la tensión en los anclajes superiores para una profundidad de excavación de 30 m.

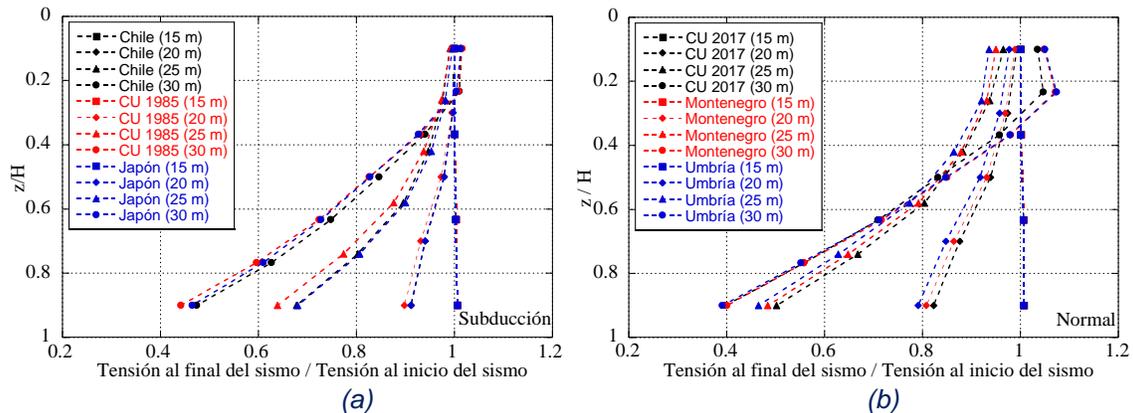


Figura 4.38. Tensión final normalizada del sistema de retención flexible para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.

4.3.7. Momento flexionante en pilas

Con base en la configuración de momento flexionante que presentan las pilas del sistema de retención una vez que se ha llevado a cabo la excavación completa, se determinan las variaciones de momento flexionante, identificando las zonas en las cuales se tienen los mayores incrementos y decrementos. Para fines de análisis, se determina la magnitud máxima de momento previo al análisis dinámico, el cual funge como el parámetro que permite normalizar los incrementos de momento flexionante.

En las siguientes figuras se muestran los incrementos de momento que presentó el sistema de retención para cada profundidad de análisis y tipo de sismo (normal o de subducción). De la Figura 4.39 a 4.42 se muestra que las mayores variaciones de momento flexionante se presentan en la parte inferior del sistema de retención.

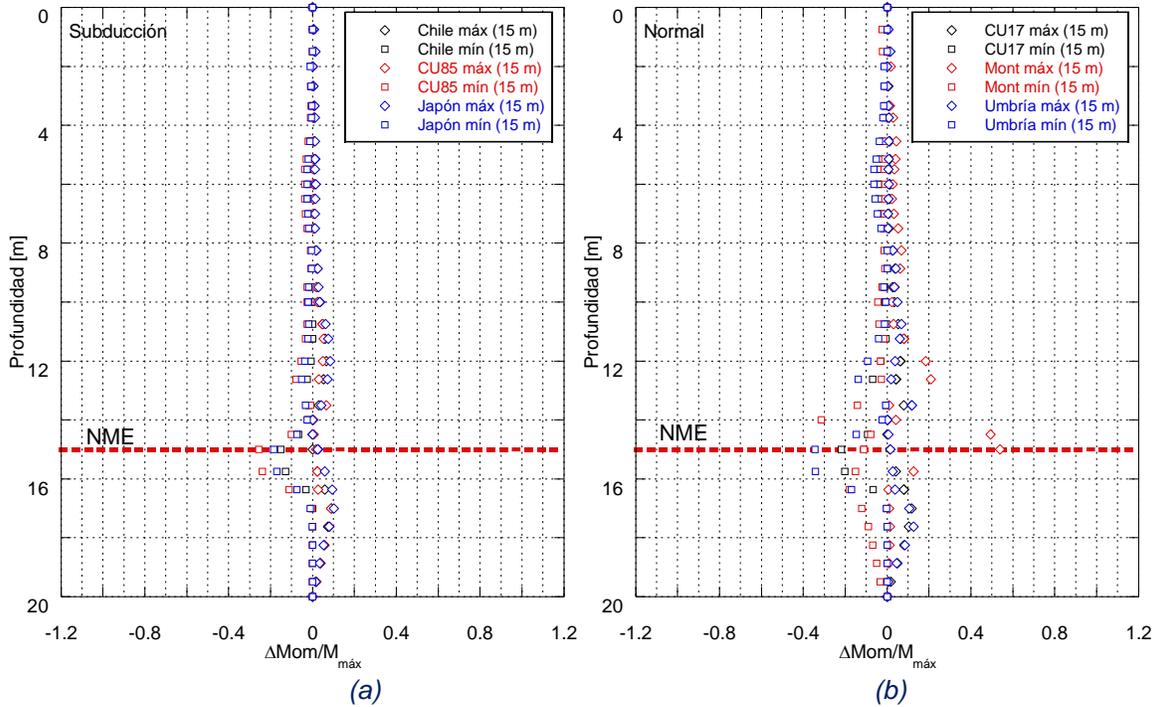


Figura 4.39. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 15 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

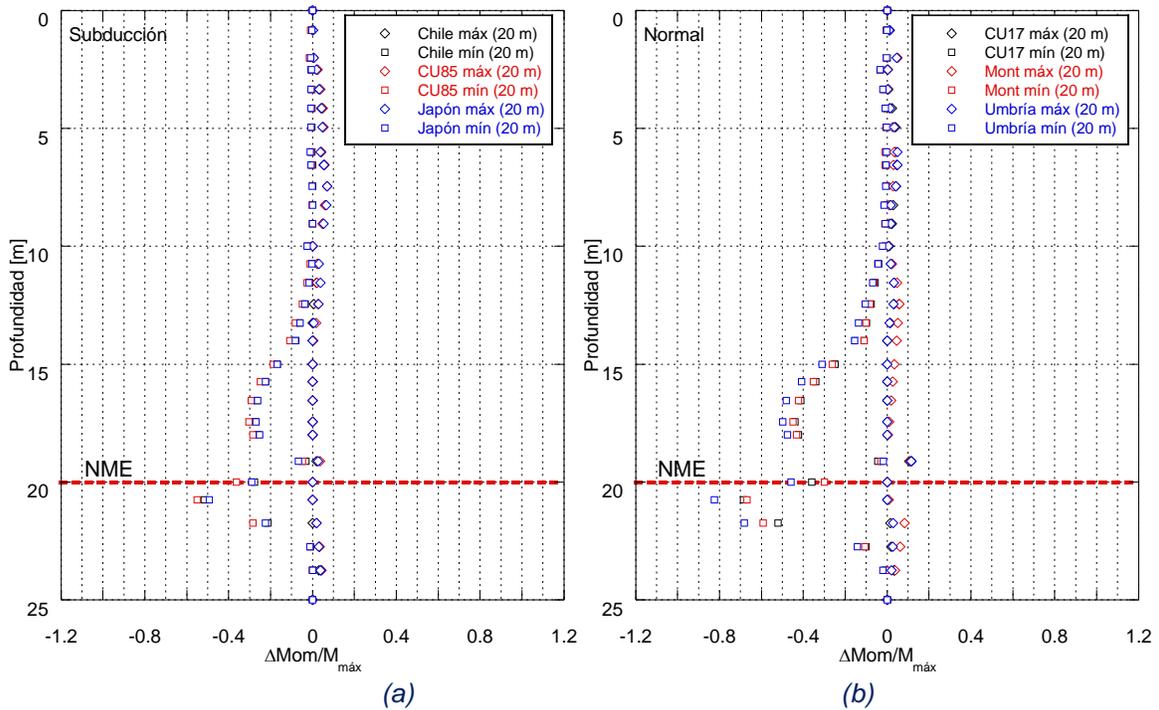


Figura 4.40. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 20 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

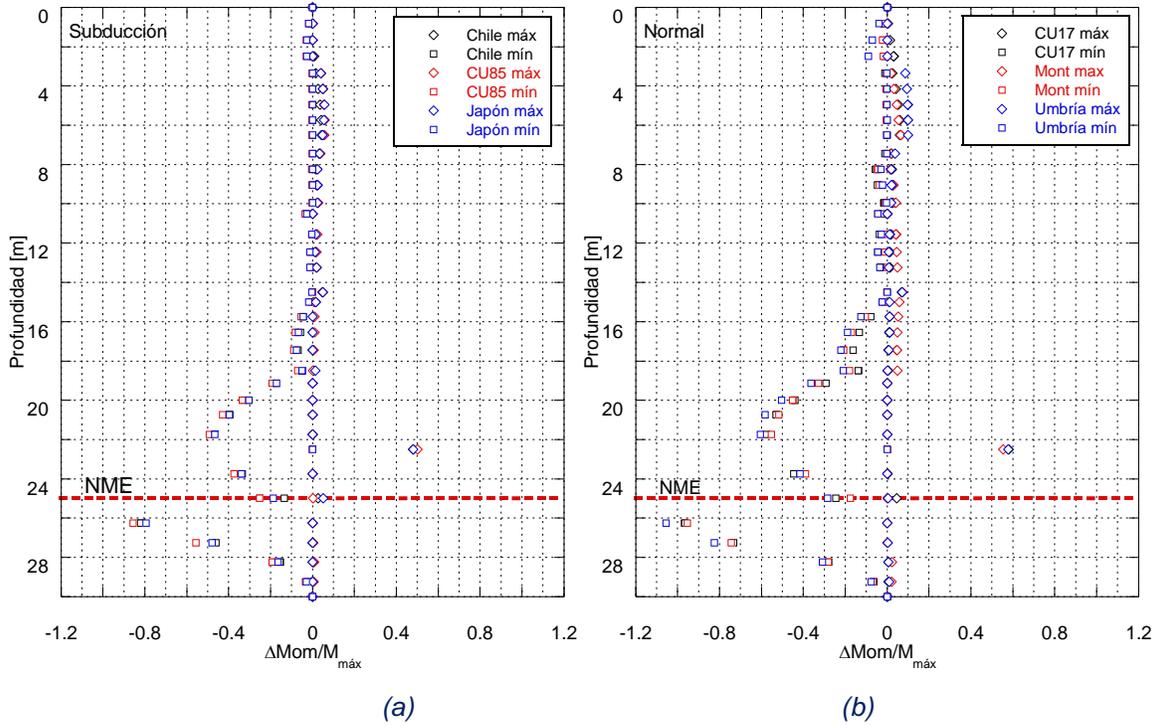


Figura 4.41. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 25 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

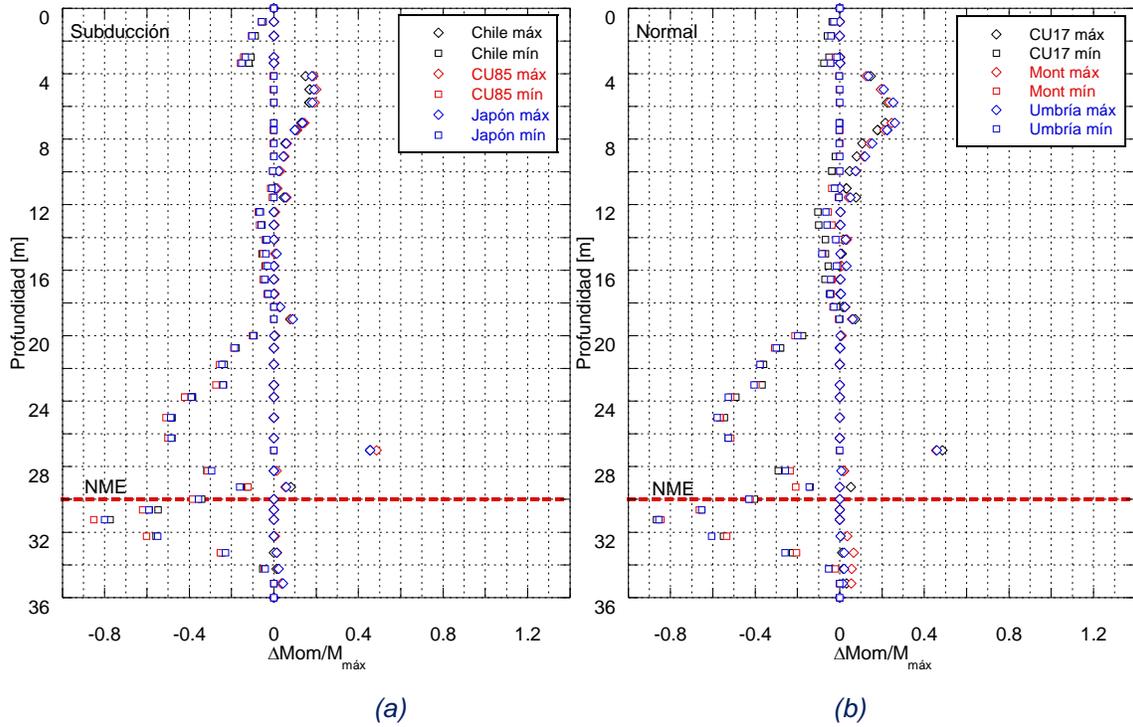


Figura 4.42. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 30 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

Con la finalidad de identificar las profundidades con las mayores variaciones, se normalizaron los resultados, identificando que las zonas cercanas al nivel de máxima excavación son las que presentan los mayores incrementos y decrementos.

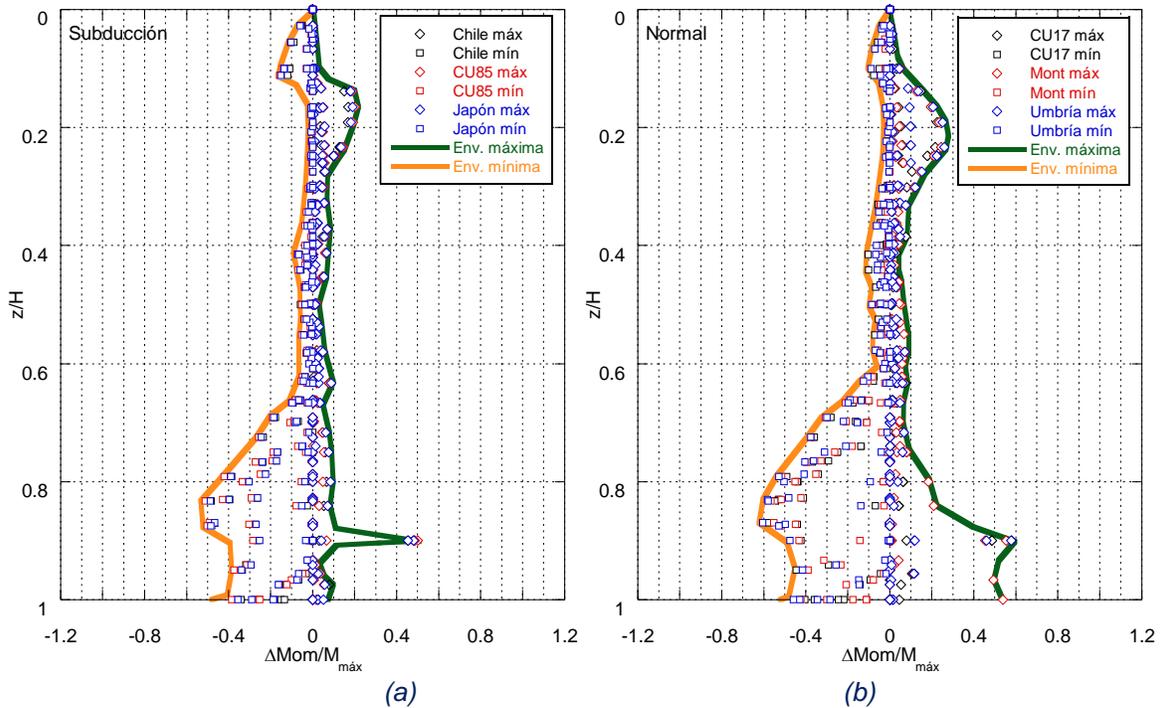


Figura 4.43. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo y profundidad para sismos de (a) subducción y (b) normales.

En la Figura 4.43 se presentan los incrementos y decrementos de momento flexionante normalizados respecto al valor inicial máximo, en función de la relación z/H , siendo las reducciones las de mayor relevancia.

4.3.8. Desplazamiento lateral del sistema de retención

Durante la ocurrencia del evento sísmico el sistema de retención sufre desplazamientos, los cuales pueden diferir de los desplazamientos que se presentan bajo condiciones de campo libre. Atendiendo a lo anterior, se identificó la magnitud de desplazamiento permanente para cada evento sísmico y cada profundidad de análisis.

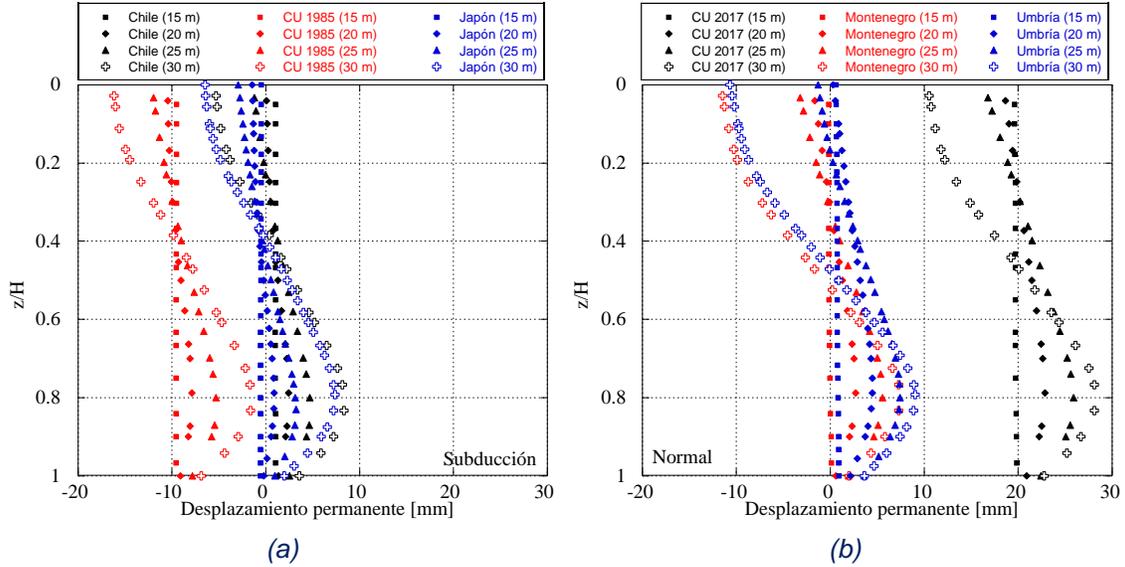


Figura 4.44. Distribución de desplazamiento lateral permanente en el sistema de retención flexible para sismos de (a) subducción y (b) normales.

En la Figura 4.44 se observa los perfiles de desplazamiento permanente por evento sísmico y profundidad analizada. De los resultados obtenidos se observaron desplazamientos permanentes mayores para el caso de sismos de tipo normal.

4.4. Sistema de retención rígido

Con la finalidad de estudiar la distribución de presiones debida a efectos sísmicos en sistemas de retención rígidos, se dio continuidad a la secuencia constructiva planteada anteriormente (pilas ancladas). Para ello, se elaboraron una serie de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas con el uso de un sistema de retención rígido a base de marcos de concreto.

4.4.1. Descripción de la estructura

El sistema de retención definitivo se compone de muros y entrepisos de concreto reforzado. Las dimensiones y arreglo del sistema de marcos de concreto para cada profundidad de análisis se muestran en la Figura 4.45. La resistencia del concreto a los 28 días, f'_c , para los muros y losas de entrepiso es de 30 MPa.

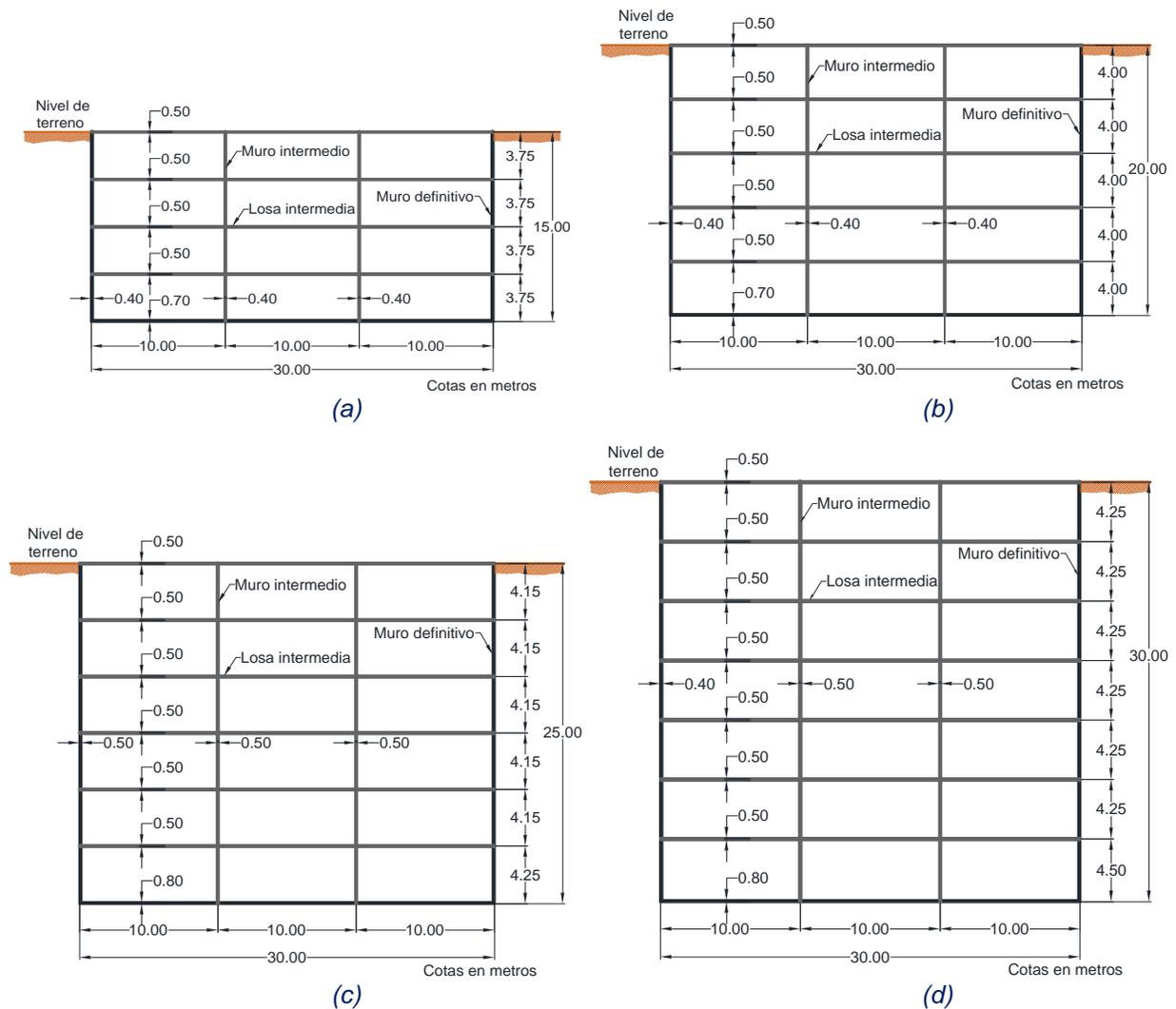


Figura 4.45. Esquema de análisis de muros de retención rígidos para una profundidad de excavación de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 m y (d) 30 m.

4.4.2. Modelo numérico

La secuencia de análisis parte del estado de esfuerzos y deformaciones una vez que se ha completado la excavación haciendo uso del sistema de retención a base de pilas ancladas, descrito anteriormente. Para ello, el modelo anterior, se complementó con la adición de elementos tipo *shell* para la simulación de los muros de retención rígidos. Se utilizó un criterio de falla de Mohr-Coulomb para condiciones estáticas, acoplado con un análisis lineal equivalente para condiciones dinámicas. Las propiedades elásticas y de amortiguamiento correspondientes se derivaron de propiedades lineales equivalentes (es decir, módulo de rigidez al cortante, G y relación de amortiguamiento, β) obtenidas del análisis realizado con el software SHAKE (Schnabel, *et al.*, 1972). En la Figura 4.46, se muestra el modelo de diferencias finitas

desarrollado acoplando los muros de retención definitivos. Es importante resaltar que los elementos que simulan el sistema de muros y losas, se acoplan a los nodos de los elementos existentes, con la finalidad de conservar el estado de esfuerzos y deformaciones, así como simular en forma íntegra el procedimiento constructivo.

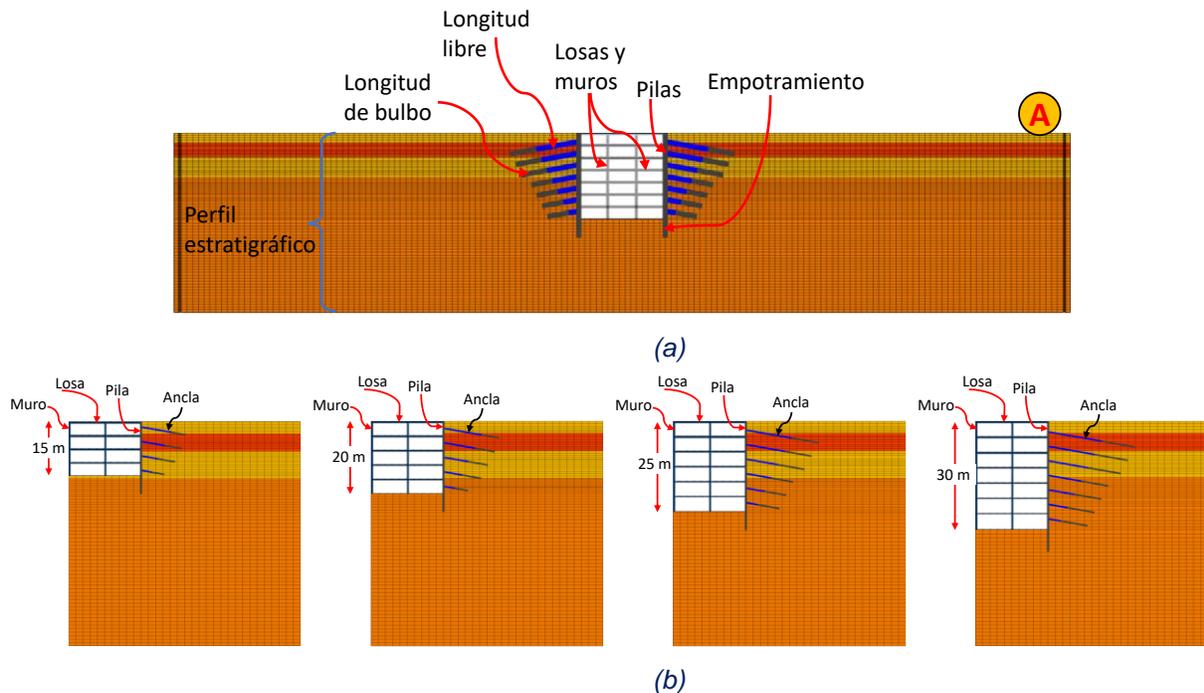


Figura 4.46. (a) Modelo numérico del sistema de retención rígido con punto de control y (b) profundidades analizadas.

4.4.3. Análisis ante carga sísmica

Para el análisis dinámico se consideraron dos componentes horizontales de excitación. De la Figura 4.50 a 4.55 se presentan los contornos de factor de seguridad (Mayoral, 2014), antes de la ocurrencia del movimiento, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima y al final del movimiento, para cada historia de aceleración sintética y profundidad analizados.

4.4.3.1. Respuesta de campo libre

A partir del análisis unidimensional de respuesta de sitio empleando el software SHAKE (Schnabel, *et al.*, 1972), se realizó la deconvolución de los sismos y estos se aplicaron en la base del modelo de diferencias finitas empleando propiedades lineales equivalentes. Las fronteras de campo libre empleadas en FLAC^{3D} se utilizaron a lo largo del modelo. En las Figuras 4.47 a 4.49 se muestra la comparación de los espectros de respuesta obtenidos del análisis unidimensional

con SHAKE y el punto de control A, correspondiente a la condición de campo libre para la columna de suelo y el modelo numérico.

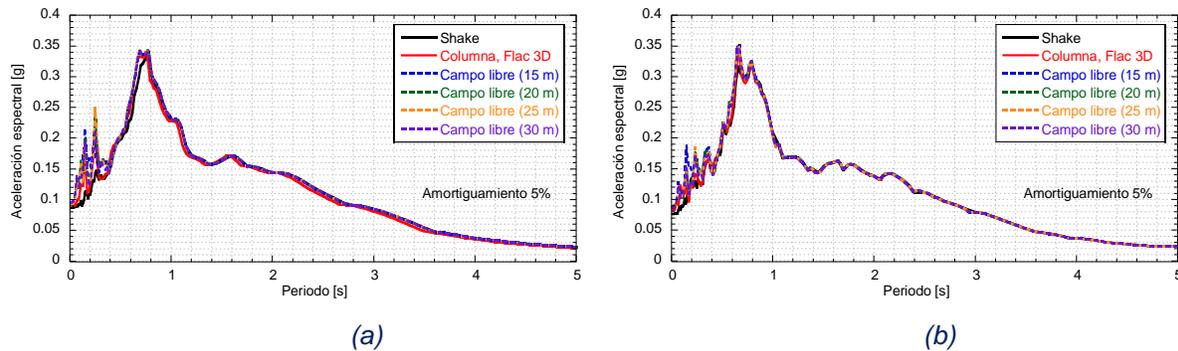


Figura 4.47. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Chile y (b) CU1985.

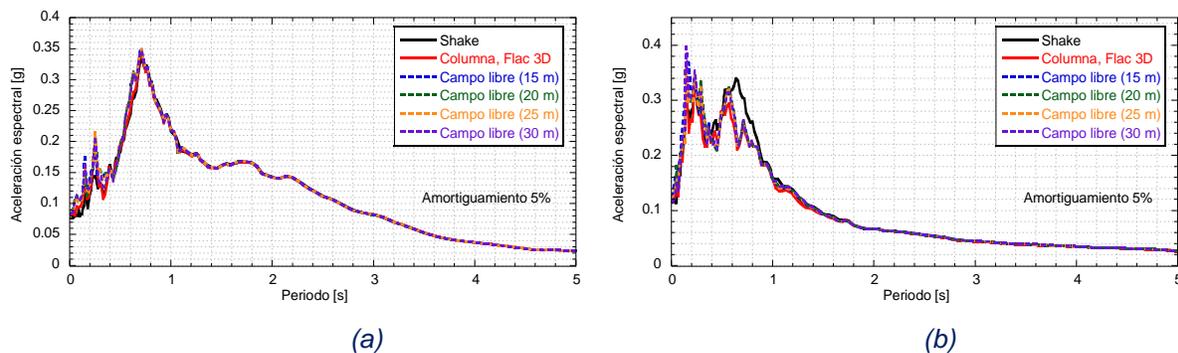


Figura 4.48. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Japón y (b) CU2017.

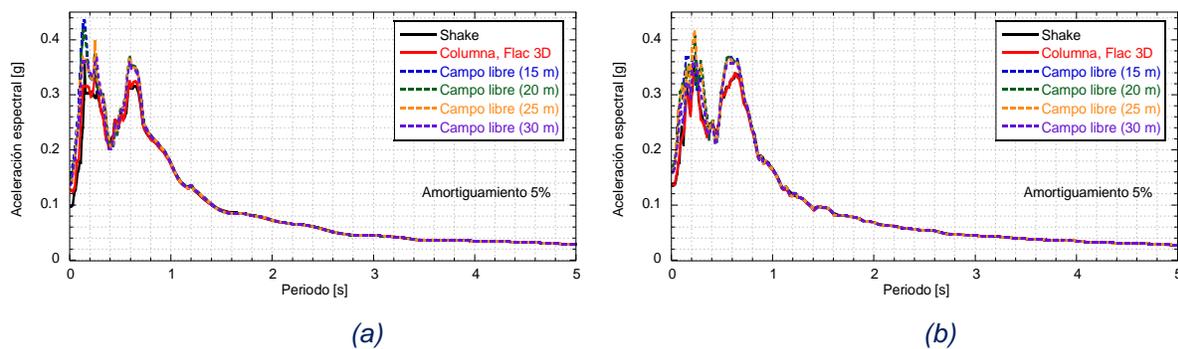


Figura 4.49. Espectro de respuesta en el punto de control A, para el acelerograma de (a) Montenegro y (b) Umbría.

4.4.4. Interacción suelo-estructura

La distribución del factor de seguridad en la excavación se obtuvo para cada historia de aceleración sintética siguiendo el criterio establecido de capacidad sobre demanda (τ_{cap}/τ_{dem}). En las Figuras 4.50 a 4.55 se muestran los contornos de factor de seguridad antes de la ocurrencia de movimiento, para el tiempo en el que ocurre la aceleración máxima en superficie y

al final de cada sismo. Se puede observar en todos los casos que, los factores de seguridad bajos se encuentran en zonas locales específicas, y se deben a la configuración inicial de esfuerzos derivado del procedimiento constructivo. A diferencia del sistema de retención flexible, la reducción en los factores de seguridad al final de movimiento es menos significativa. Se resalta que, en ciertos casos los factores de seguridad locales al final del movimiento aumentan, induciendo una condición favorable en el suelo.

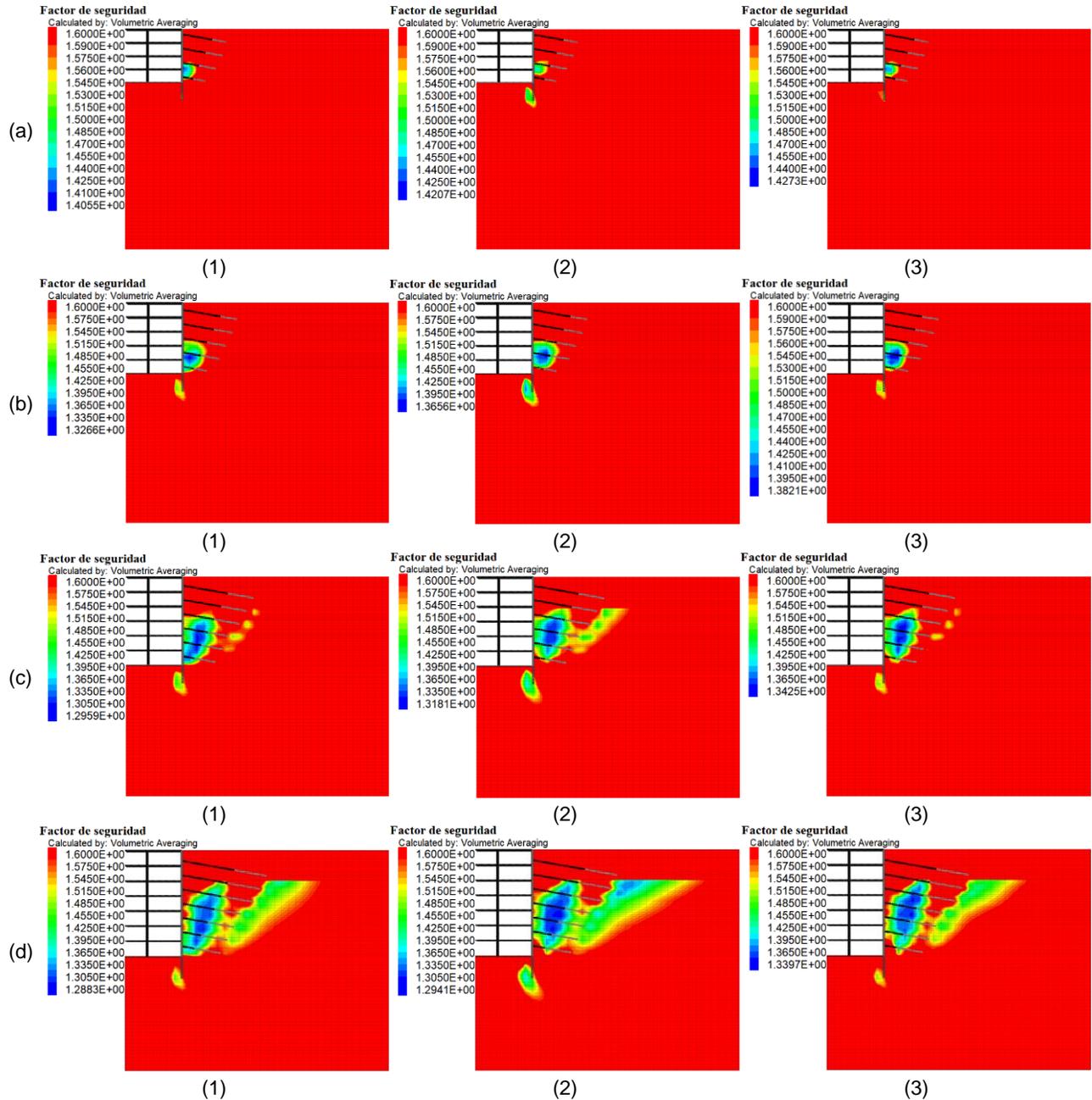


Figura 4.50. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Chile (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

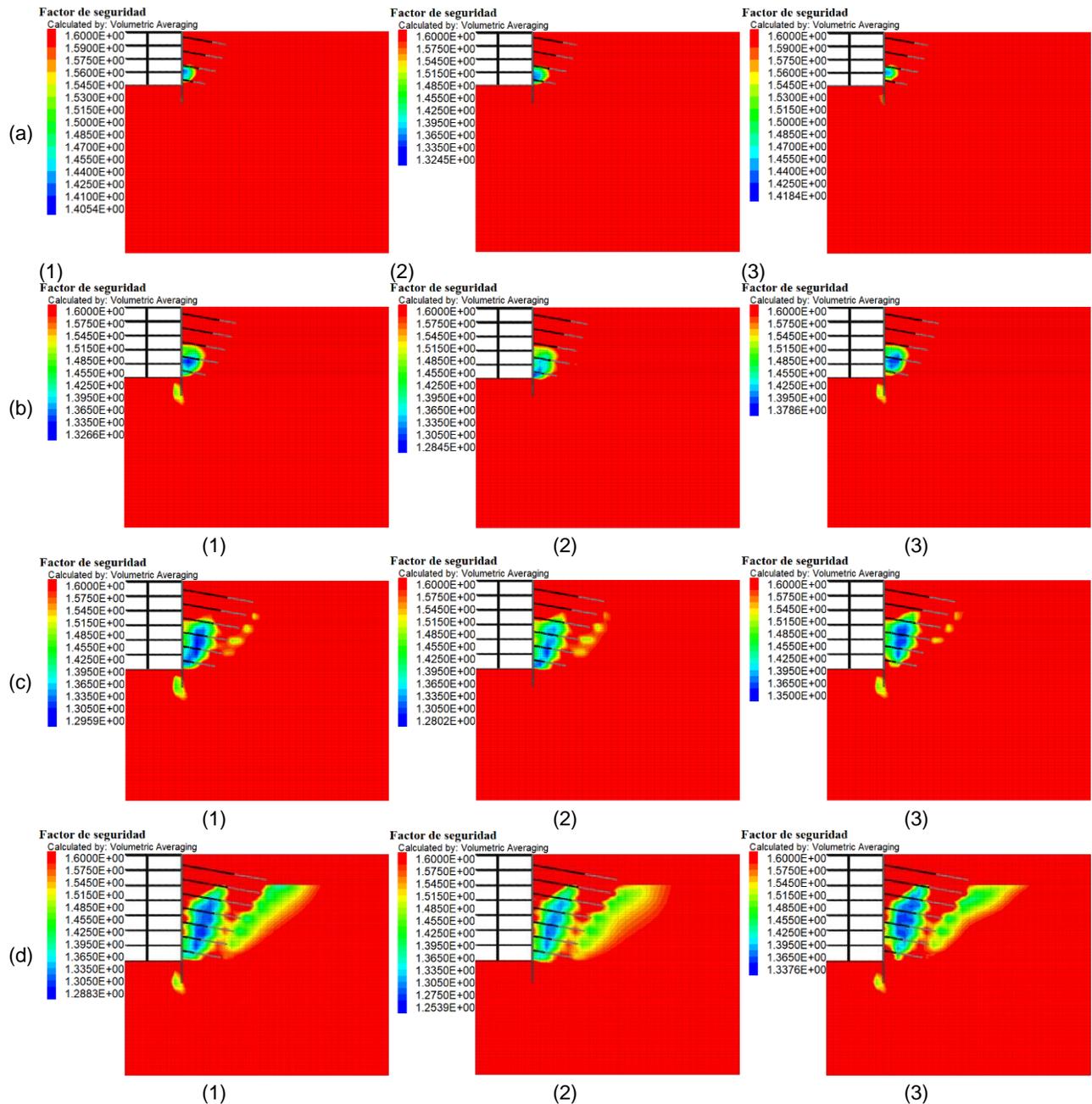


Figura 4.51. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU1985 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

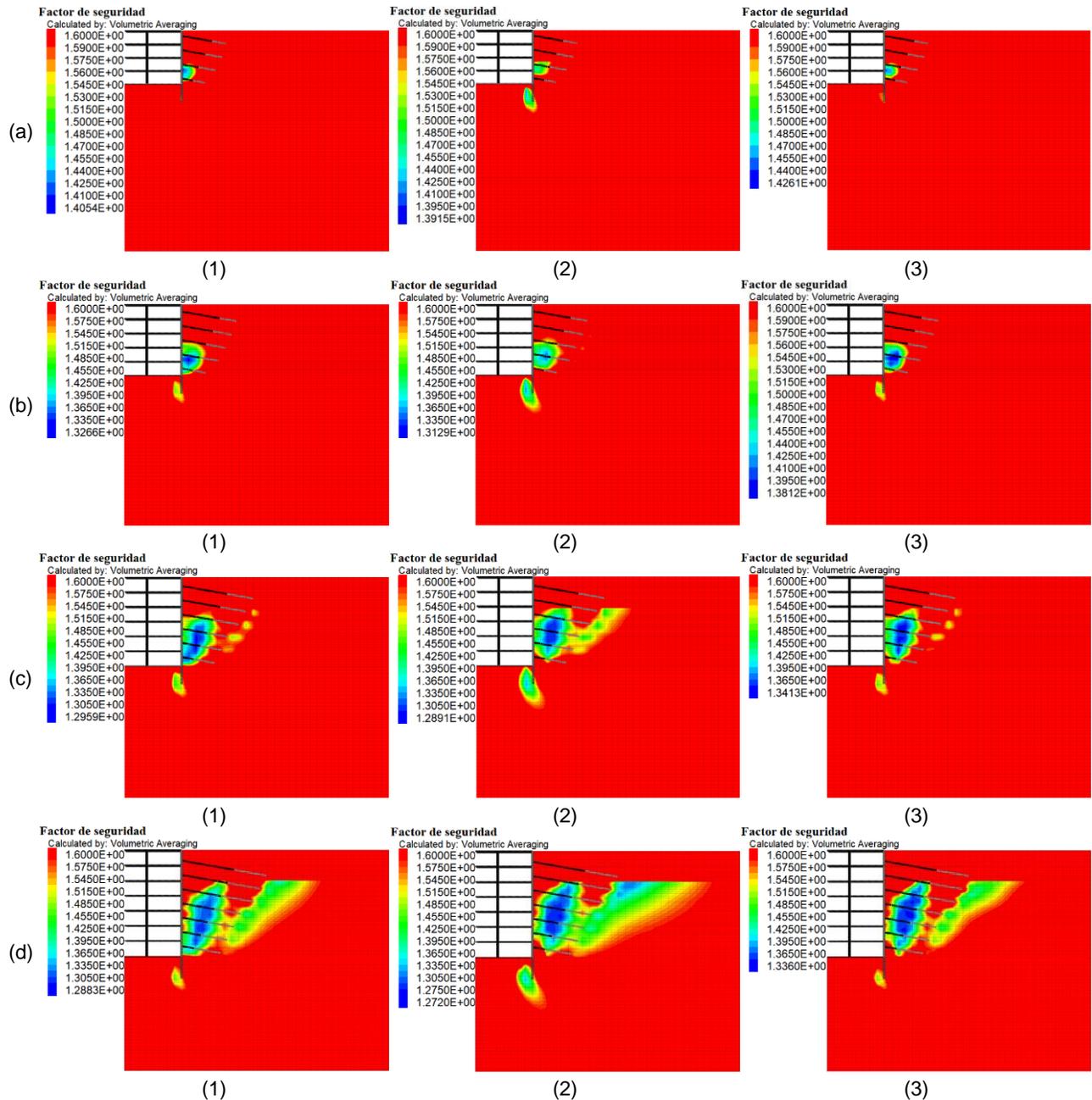


Figura 4.52. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Japón (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

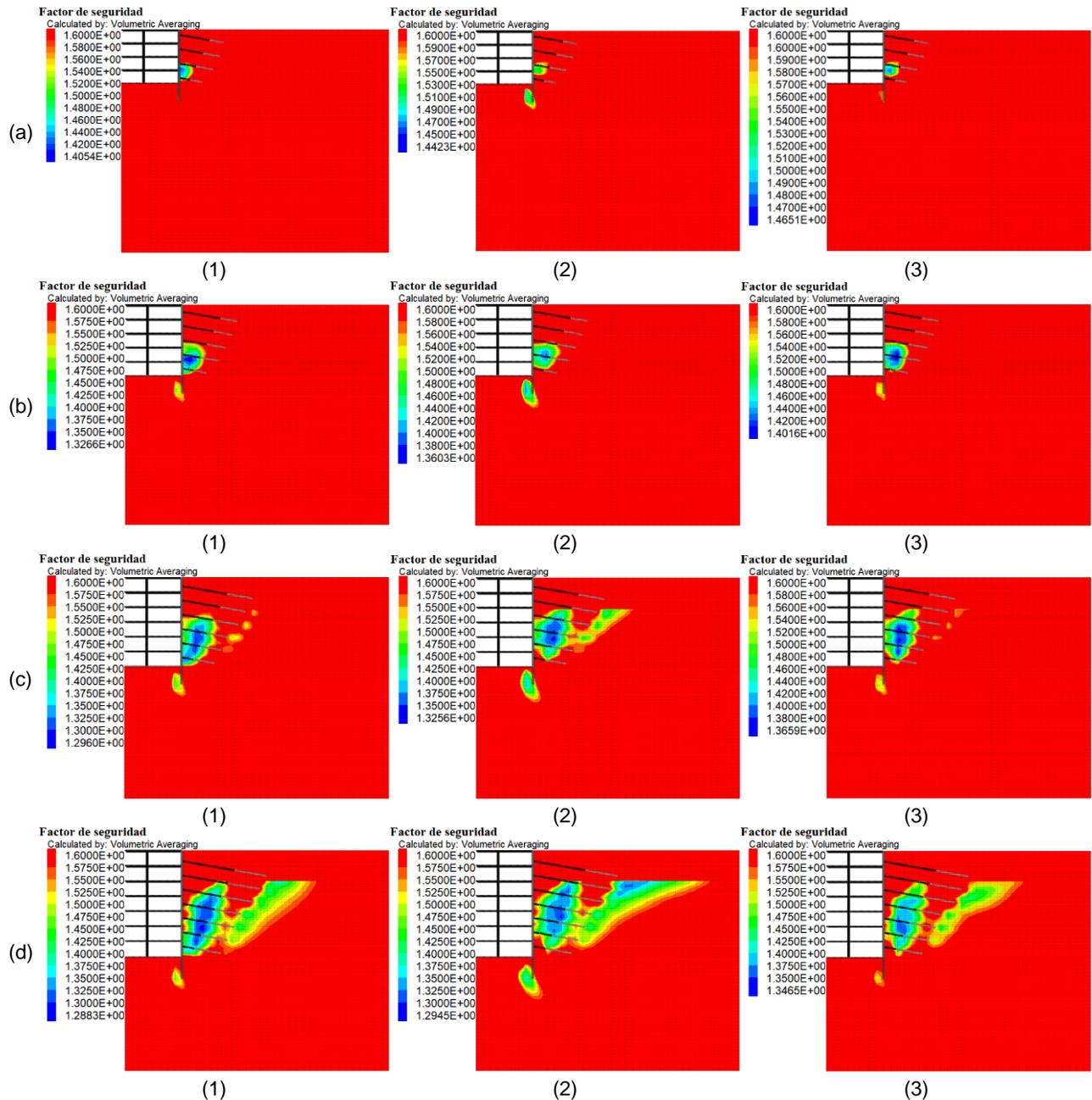


Figura 4.53. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de CU2017 (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

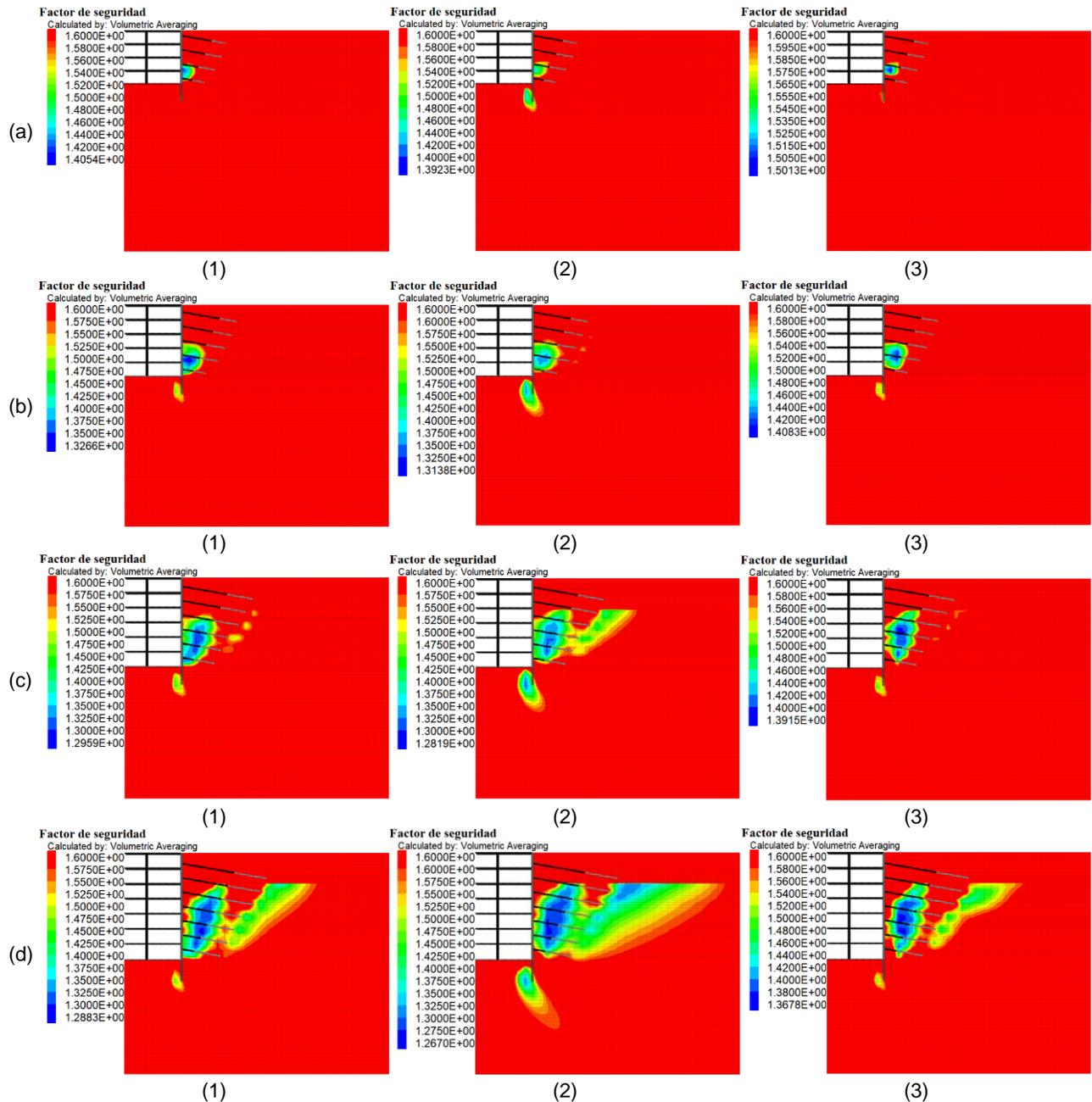


Figura 4.54. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Montenegro (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

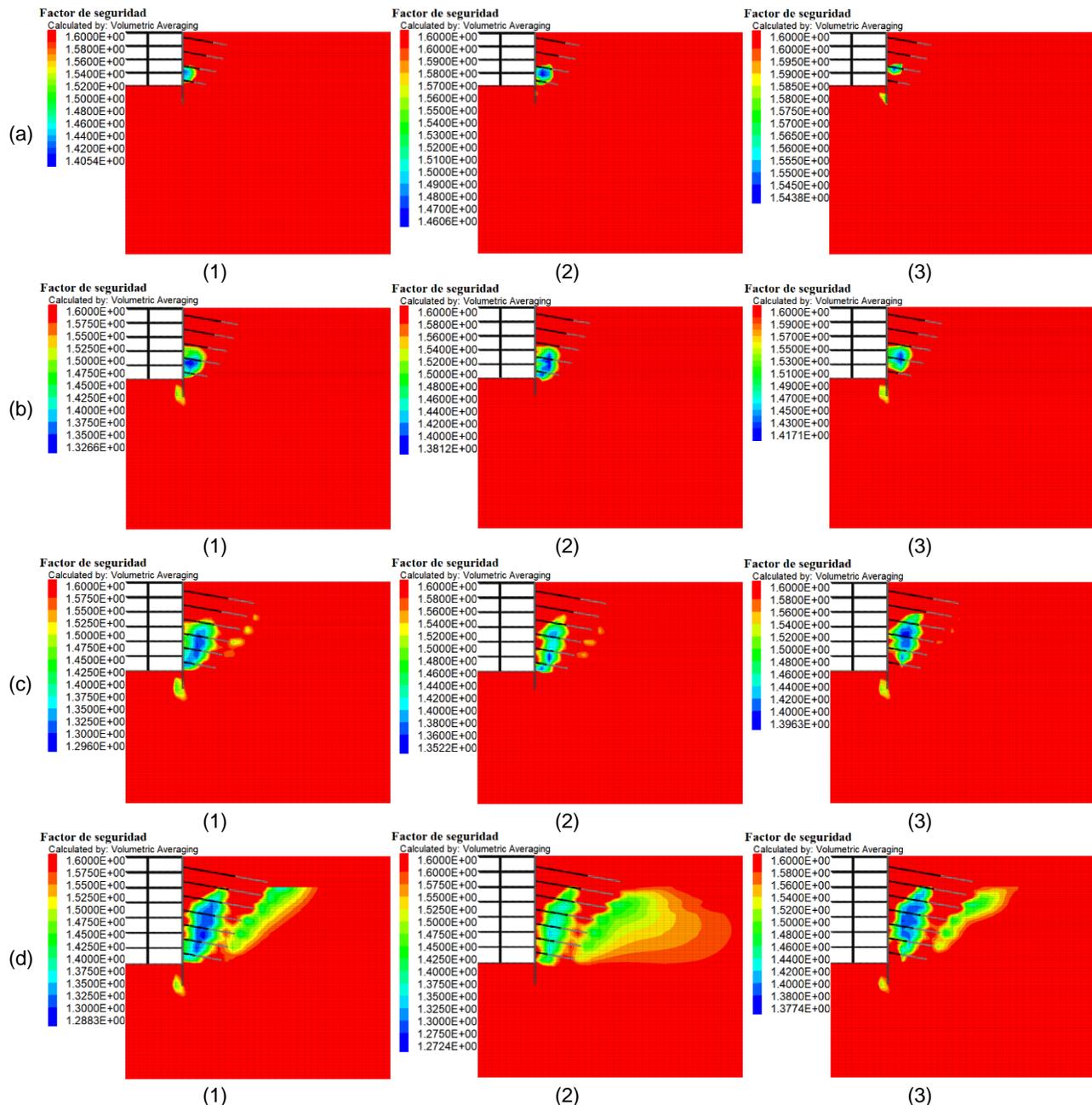


Figura 4.55. Contornos de factor de seguridad para el acelerograma de Umbría (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 25 y (d) 30 m; antes de la ocurrencia del movimiento⁽¹⁾, para el instante de tiempo en el que ocurre la aceleración máxima⁽²⁾ y al final del movimiento⁽³⁾.

Posteriormente, se evaluó el comportamiento de la presión lateral ante eventos normales y de subducción. En las Figuras 4.56 a 4.63 se compara la magnitud de presión obtenida con métodos analíticos con la del modelo numérico. Para el caso analizado, la presión en el respaldo de la estructura de retención aumenta con la presencia del sistema de marcos de concreto, debida a la restricción del movimiento lateral del sistema. De los métodos analíticos, la distribución triangular invertida inferida del empleo del método Seed y Whitman (1970) se

aproxima mejor a la obtenida del modelo numérico para profundidades de 25 y 30 m. Es importante resaltar que, el perfil de presiones dinámicas tiende a seguir la configuración inicial, una vez que se han completado las etapas de excavación.

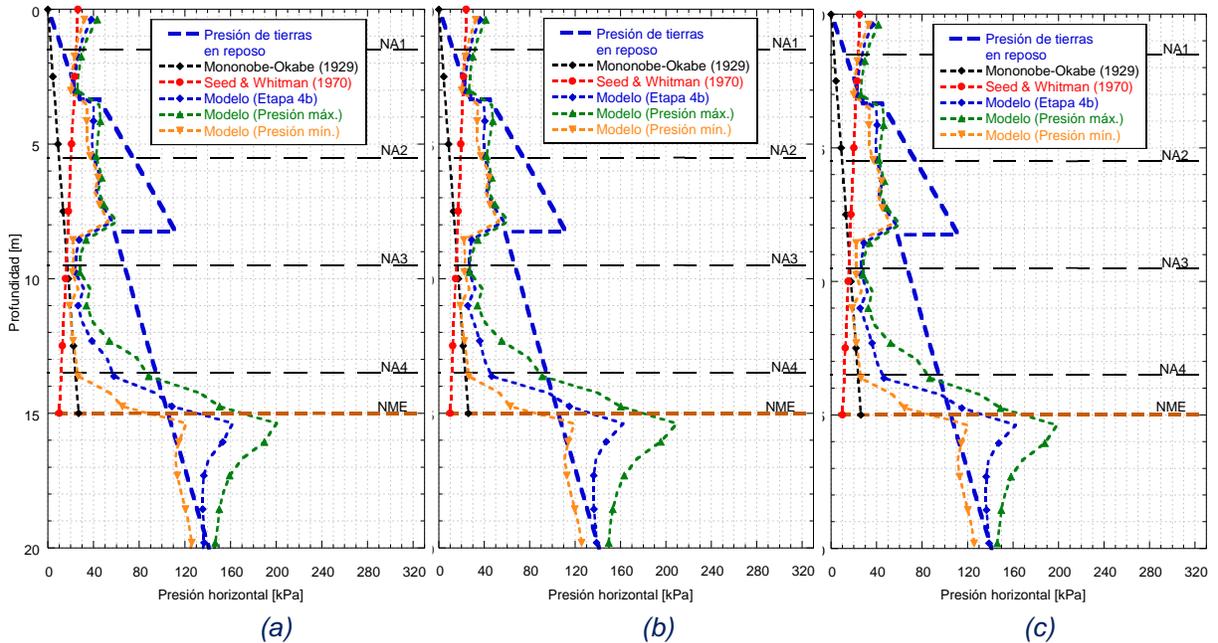


Figura 4.56. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

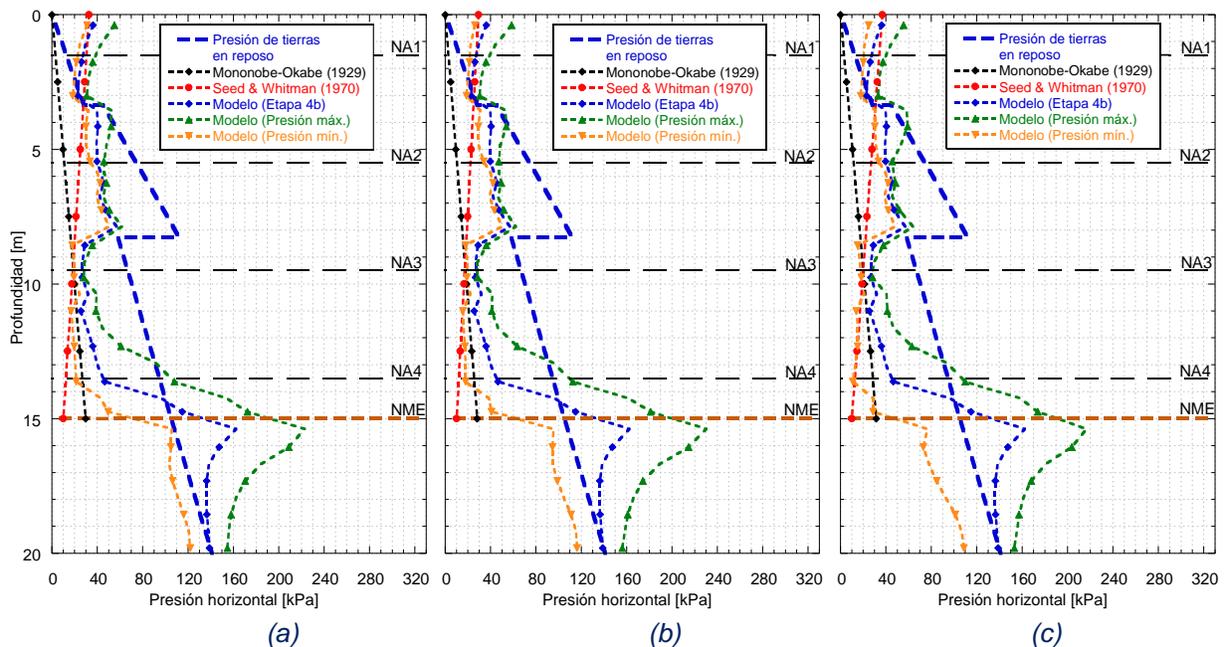


Figura 4.57. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 15 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

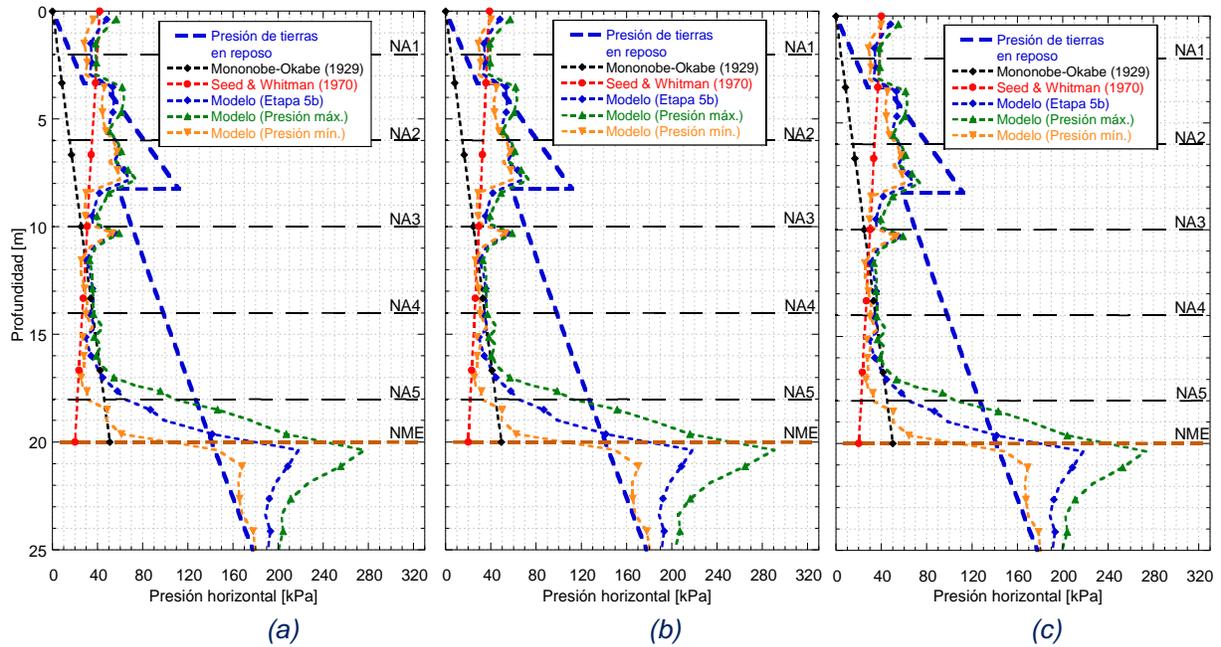


Figura 4.58. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

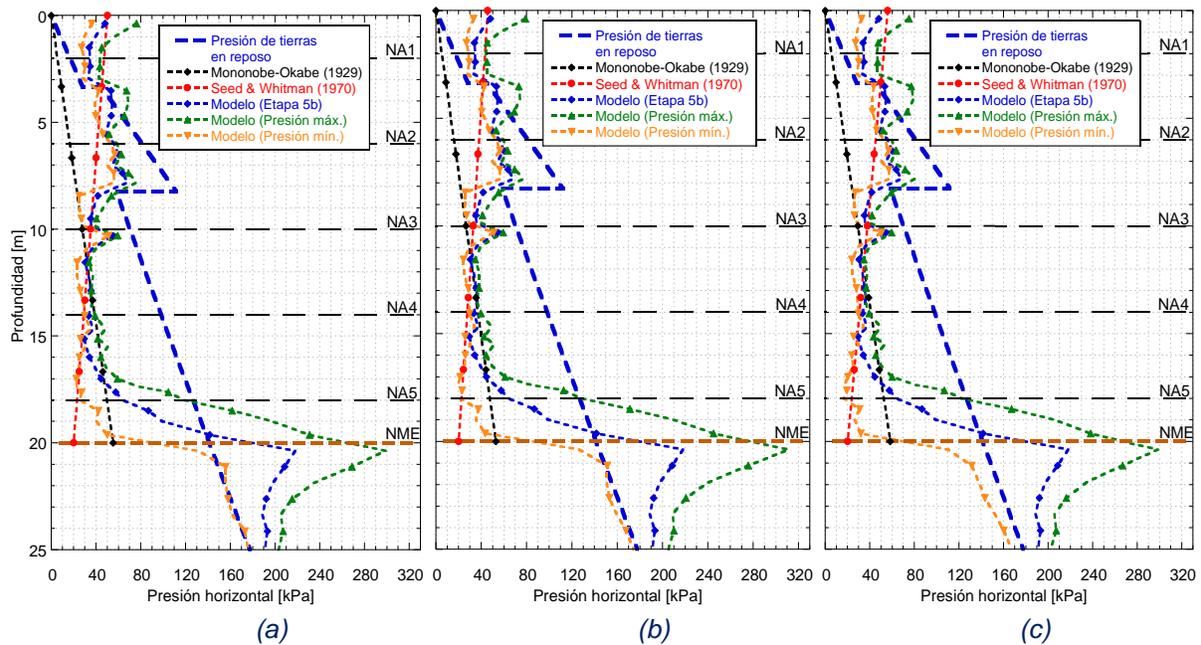


Figura 4.59. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 20 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

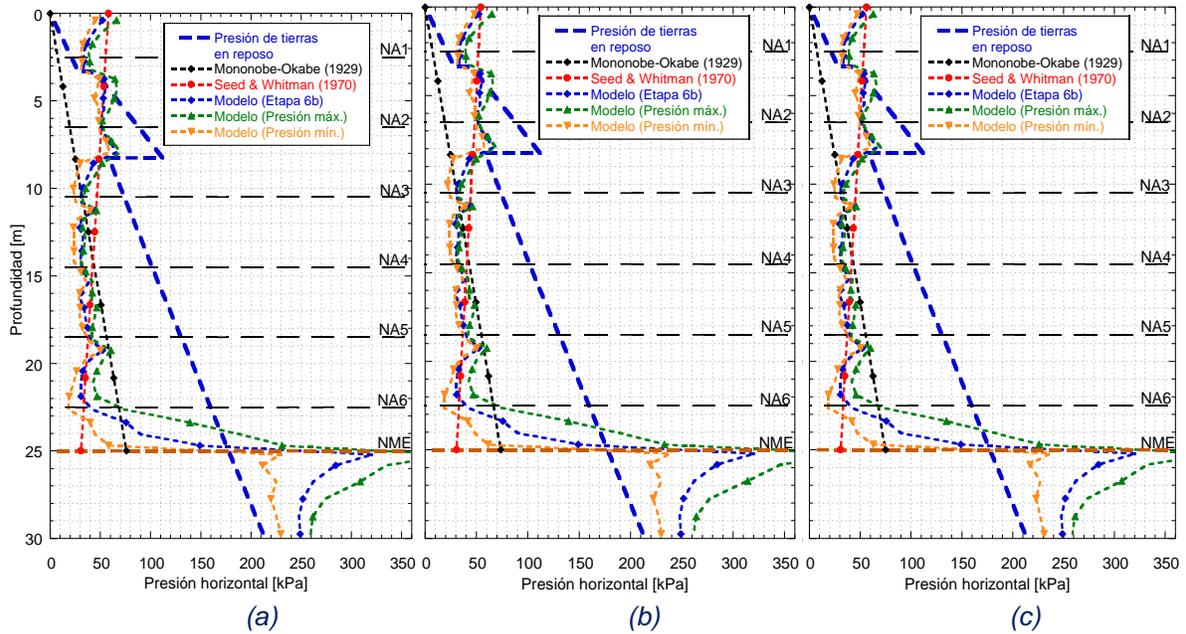


Figura 4.60. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

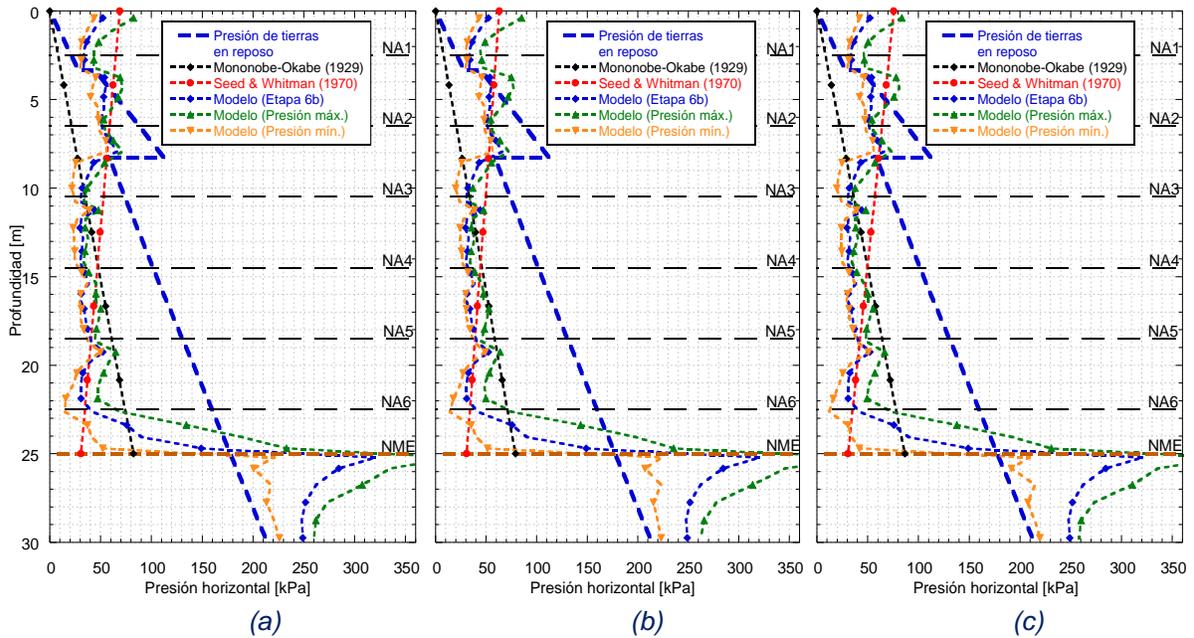


Figura 4.61. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 25 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

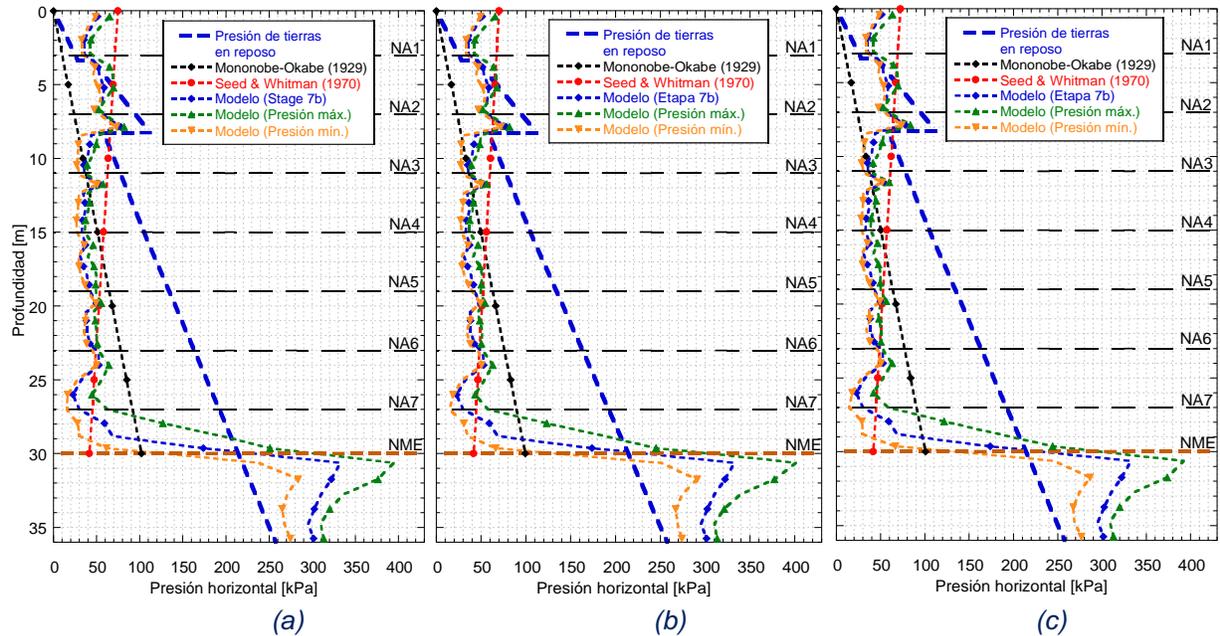


Figura 4.62. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

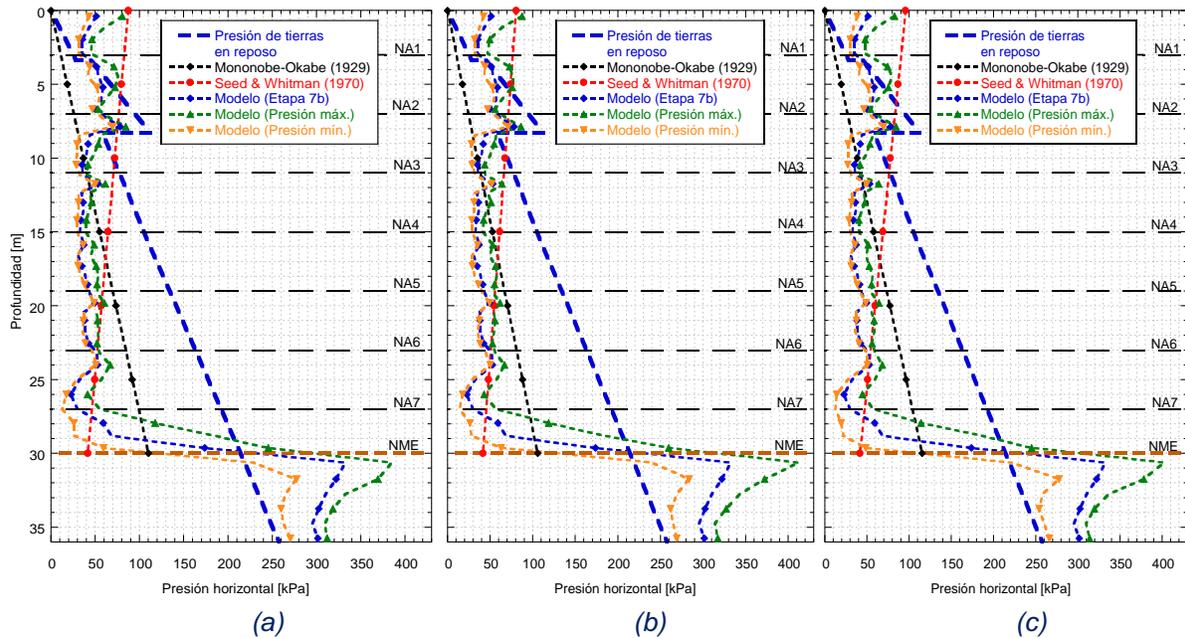


Figura 4.63. Presión horizontal en el sistema de retención (profundidad= 30 m) para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

4.4.5. Cálculo del incremento de presión dinámica

A partir de los datos obtenidos del modelo numérico se identificaron los incrementos y decrementos de presión máxima y mínima, lo que permitió la identificación de las zonas críticas. Para ello se empleó la misma metodología descrita en el apartado 4.3.5. Esto permite la definición

de la variación del coeficiente de presión dinámica en función de la profundidad y distribución de presión inicial una vez que se han completado las etapas constructivas. La distribución del incremento de presión dinámica toma en cuenta la rigidez del sistema de retención y su restricción al desplazamiento.

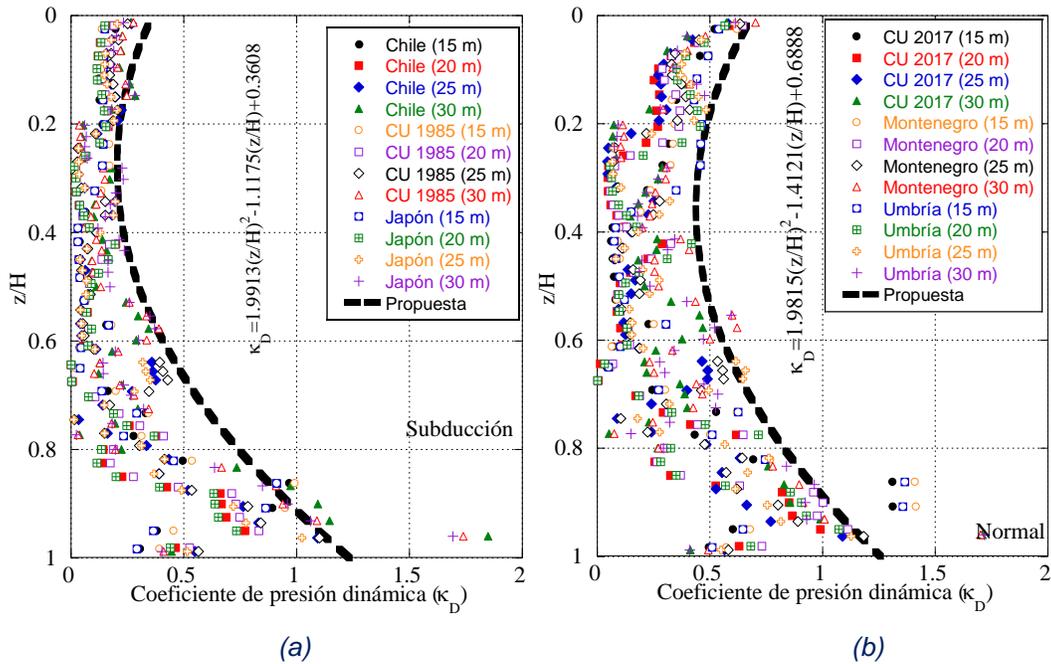


Figura 4.64. Incrementos de presión dinámica en muros de retención rígidos para sismos (a) de subducción y (b) sismos normales.

Con base en los resultados presentados en la Figura 4.64 se puede inferir que el incremento de presiones debida a efectos sísmicos se puede expresar en forma paramétrica para

sismos de subducción:

$$\kappa_D = 1.9913 \left(\frac{z}{H}\right)^2 - 1.1175 \left(\frac{z}{H}\right) + 0.3608 \quad (4.9)$$

y para sismos normales:

$$\kappa_D = 1.9815 \left(\frac{z}{H}\right)^2 - 1.4121 \left(\frac{z}{H}\right) + 0.6888 \quad (4.10)$$

4.4.6. Tensión en anclas

Las anclas en este caso pasan a formar parte del soporte definitivo; por lo que, al tomar una carga sísmica menor, las reducciones en el tensado son menos significativas que para el caso de muros flexibles.

4.4.6.1. Historia de tensiones normalizadas para muros de retención rígidos ante eventos de subducción

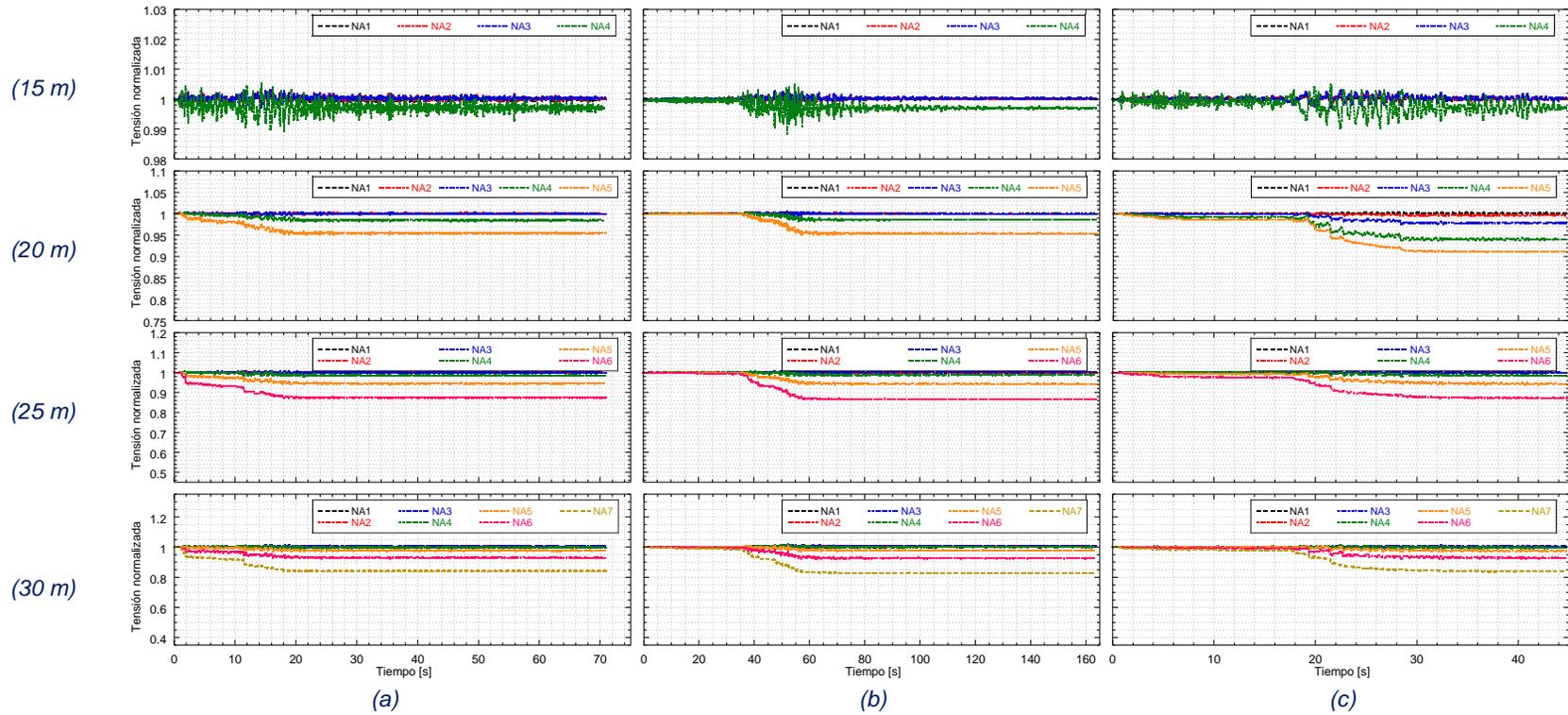


Figura 4.65. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos de subducción (a) Chile, (b) CU 1985 y (c) Japón.

4.4.6.2. Historia de tensiones normalizadas para muros de retención rígidos ante eventos normales

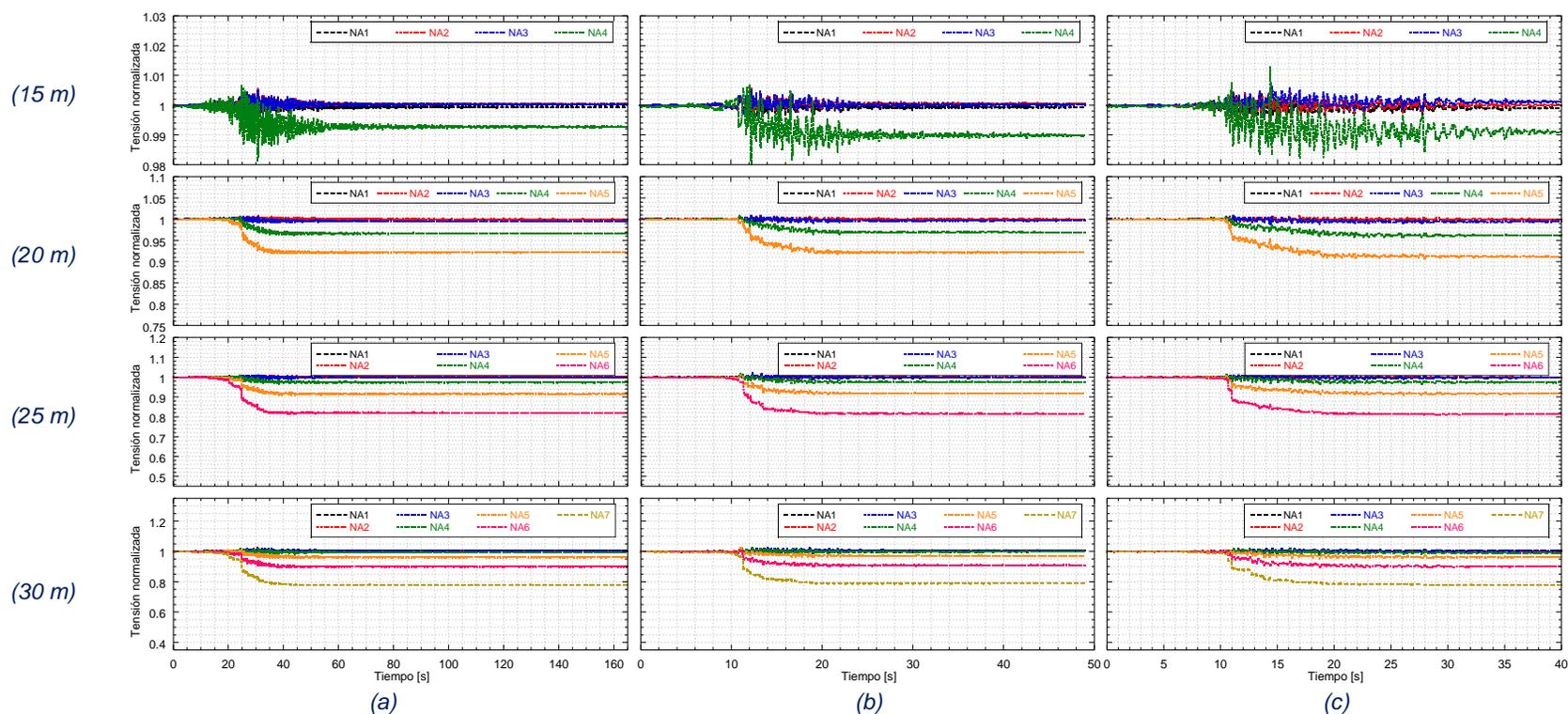


Figura 4.66. Historia de tensión normalizada del sistema de retención para sismos normales (a) CU 2017, (b) Montenegro y (c) Umbría.

Con base en el análisis de la relación entre la tensión al final e inicio de cada evento sísmico, para cada profundidad analizada, se determinó la variación de este parámetro en función de la relación entre la profundidad y la altura de excavación, z/H .

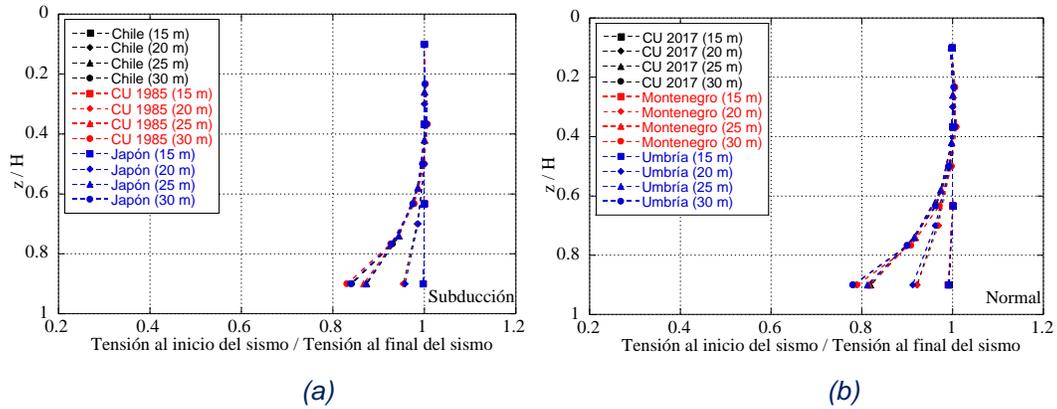


Figura 4.67. Tensión final normalizada del sistema de retención rígido para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.

4.4.7. Momento flexionante

En forma similar a la normalización hecha para sistemas de retención flexibles, se realiza la normalización para sistemas de retención rígidos. De las Figuras 4.68 a 4.71 se muestran los decrementos e incrementos de momento flexionante normalizados respecto al valor máximo, una vez que se han completado todas las etapas de excavación.

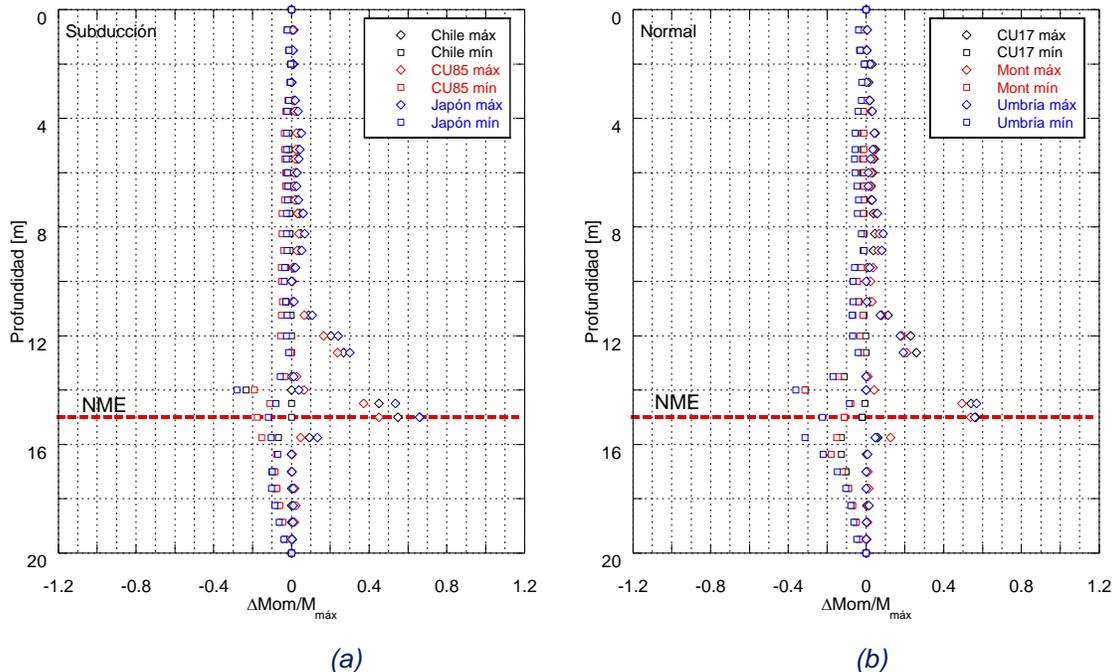
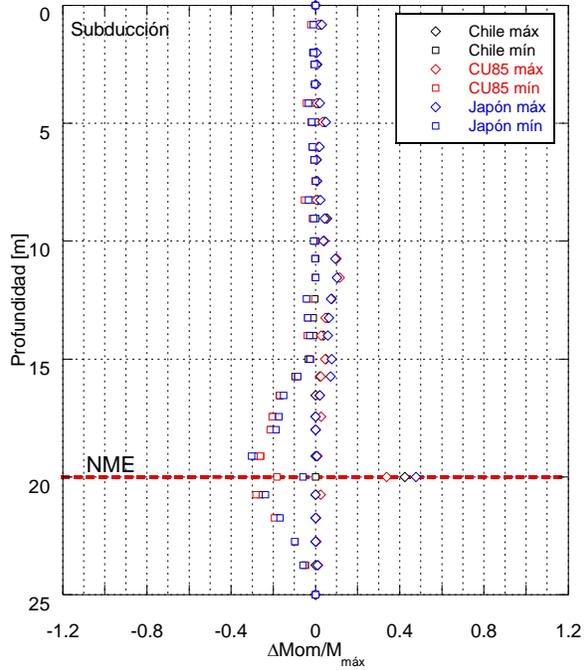
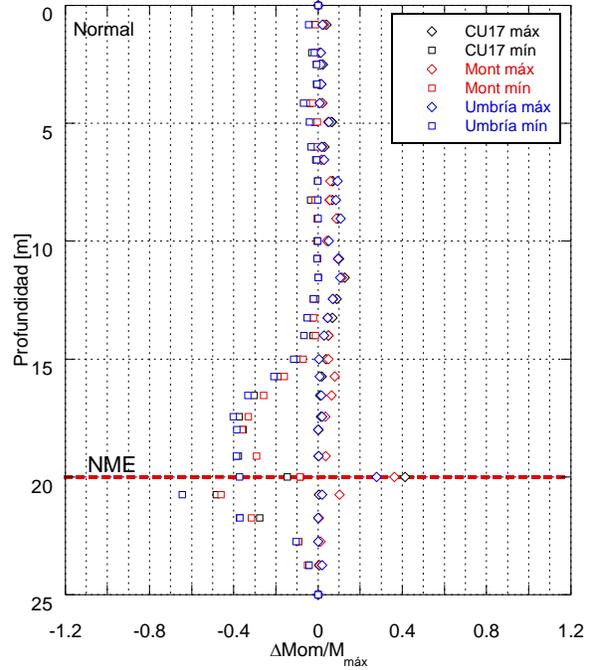


Figura 4.68. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 15 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

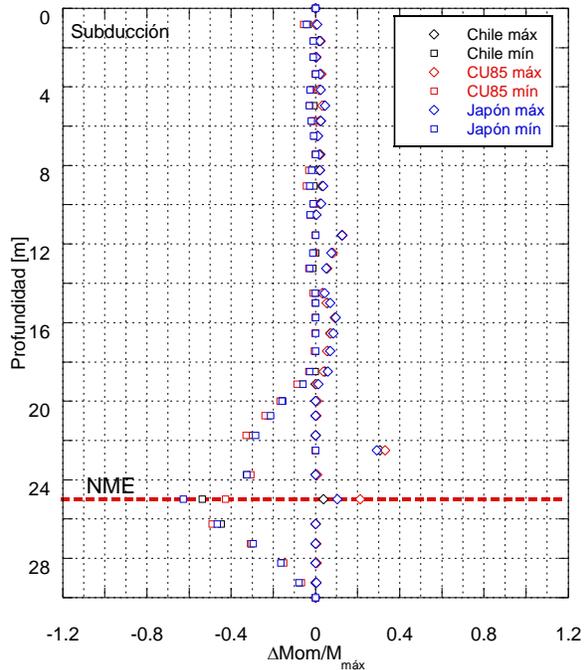


(a)

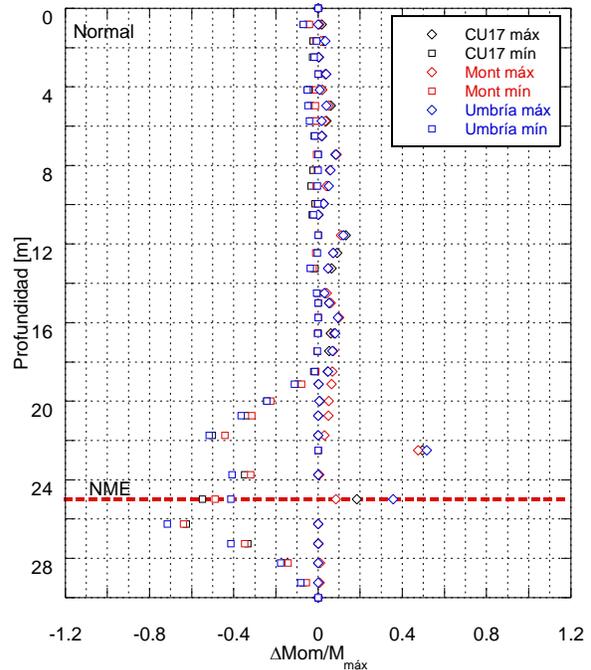


(b)

Figura 4.69. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 20 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

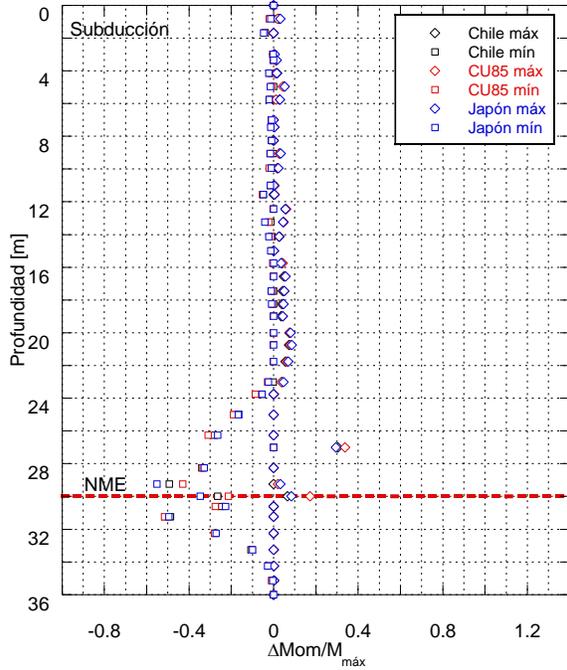


(a)

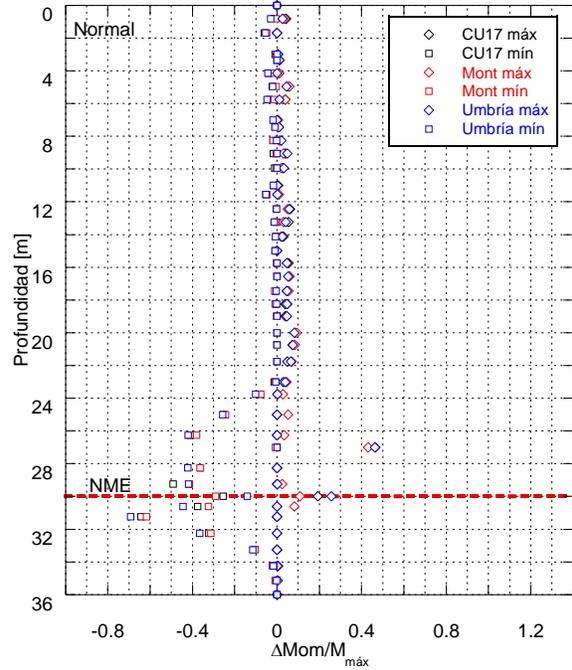


(b)

Figura 4.70. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 25 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.

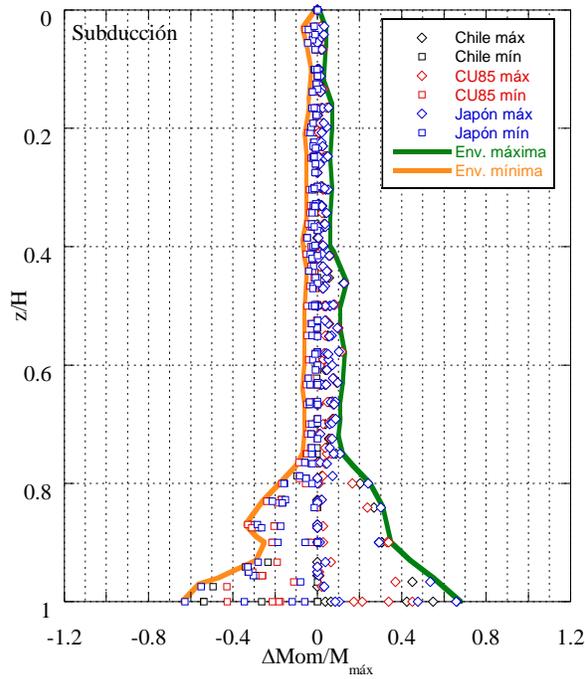


(a)

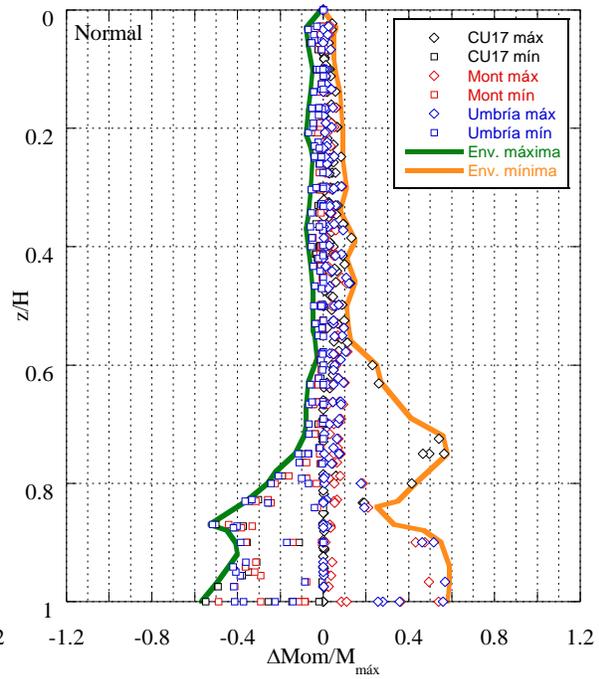


(b)

Figura 4.71. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo para una profundidad de excavación de 30 m para sismos de (a) subducción y (b) normales.



(a)



(b)

Figura 4.72. Incremento de momento normalizado respecto al valor máximo y profundidad para sismos de (a) subducción y (b) normales.

De la Figura 4.72 se identifica que las zonas cercanas al máximo nivel de excavación presentan las mayores variaciones de momento flexionante.

4.4.8. Desplazamiento lateral del sistema de retención

Para los casos analizados se identificaron los desplazamientos permanentes del sistema de retención. Estos se muestran en la Figura 4.73, donde se observan desplazamientos menores respecto de los obtenidos para el sistema de retención flexible. En el caso de eventos normales se obtuvieron desplazamientos permanentes mayores.

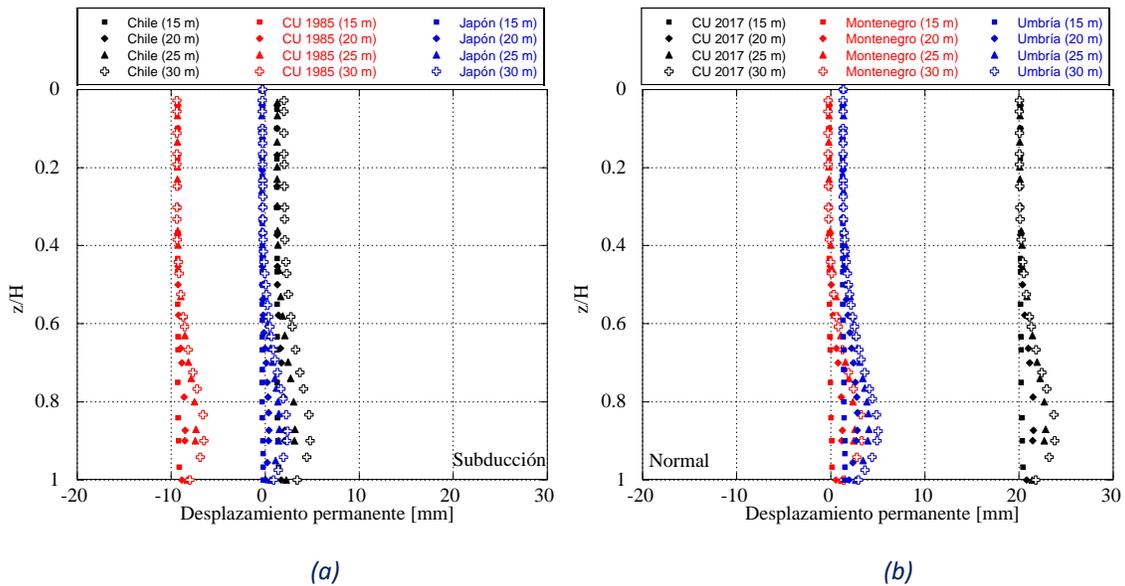


Figura 4.73. Distribución de desplazamiento lateral permanente en el sistema de retención rígido para eventos de (a) subducción y (b) normales.

4.5. EFECTO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE

Con base en los resultados obtenidos con relación a la disminución del tensado del anclaje, se consideró apropiado analizar el efecto de la longitud libre. Debido a que la pérdida de la tensión en el ancla es función principal de la longitud libre, se consideraron los modelos numéricos tridimensionales empleados para el sistema de retención flexible añadiendo al anclaje una longitud libre mayor. En las Figuras 4.74 y 4.75, se muestra la configuración geométrica del sistema de retención con las longitudes del anclaje consideradas.

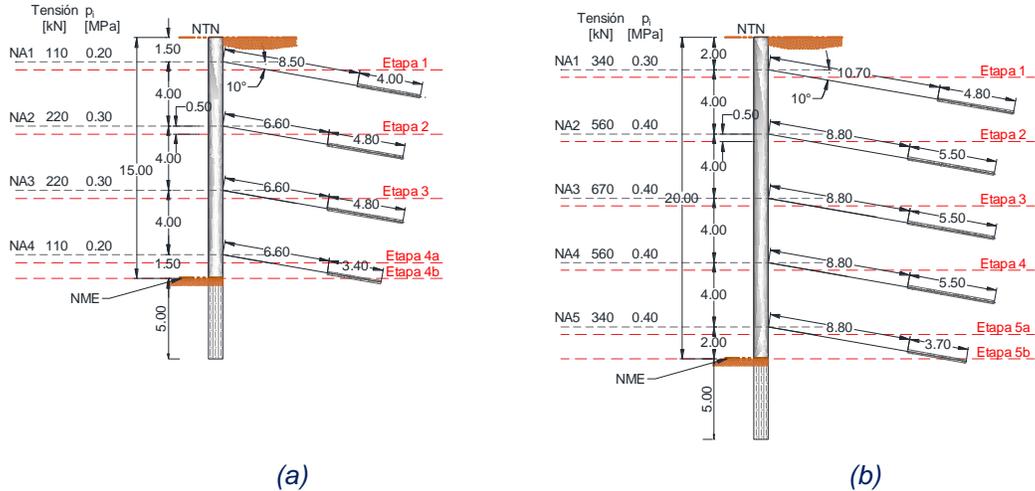


Figura 4.74. Características del sistema de retención para una profundidad de (a) 15 m y (b) 20 m.

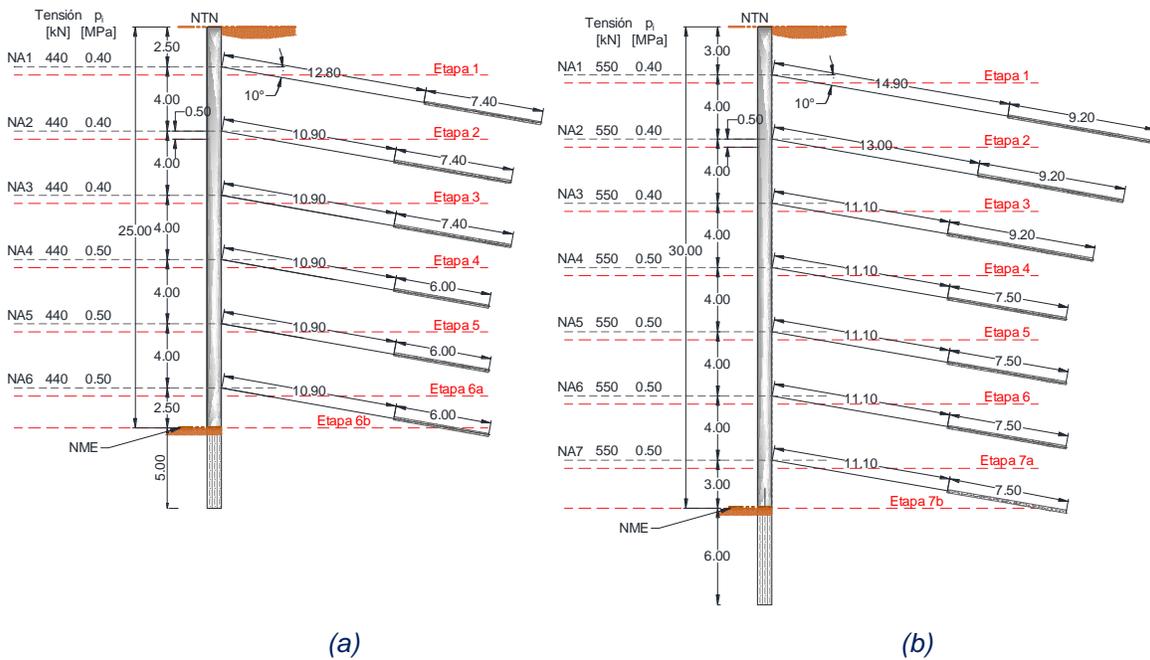


Figura 4.75. Características del sistema de retención para una profundidad de (a) 25 m y (b) 30 m.

Se consideró como parámetro que la longitud libre cumpliera una relación mínima comprendida entre 0.35 y 0.45 veces la altura de la excavación.

4.6. Tensiones en el sistema de anclaje

Con base en los análisis realizados se determinó que la reducción en la tensión del ancla puede ser mitigada empleando una mayor longitud libre en el anclaje. Para los casos analizados se determinaron reducciones en la tensión del 30% respecto a la tensión existente antes del sismo, para una profundidad de excavación de hasta 30 m (Figura 4.76). De la Figura 4.38, donde se muestran los resultados de la longitud de anclaje original, se observan reducciones de hasta

el 60% para profundidades de excavación de 30 m. Por lo que, considerar una longitud libre mayor, minimiza las reducciones de tensión ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Aunque considerar una longitud libre mayor conlleva mayores gastos en los trabajos, se debe ponderar el beneficio que se obtiene dado que se minimizan las reducciones de tensión ante eventos sísmicos. Este factor es relevante en excavaciones profundas y de gran extensión, donde el tiempo que la excavación permanece abierta es un factor de riesgo.

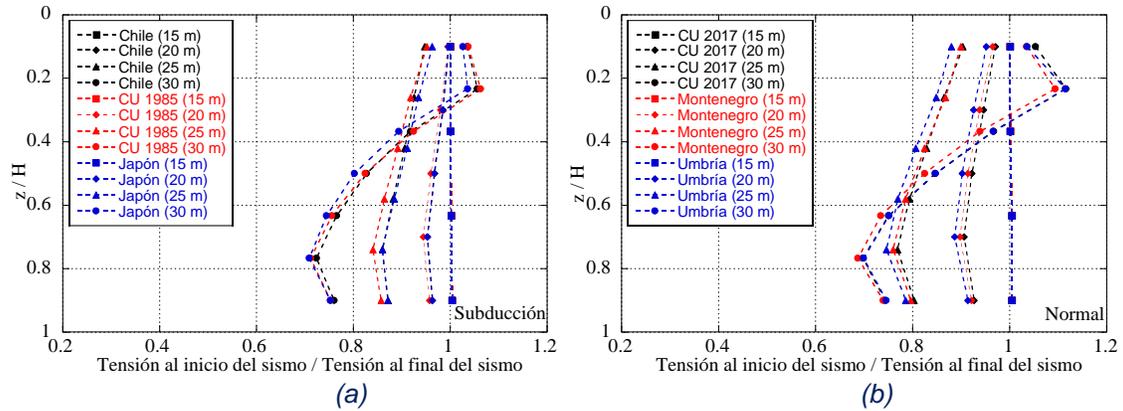


Figura 4.76. Tensión final normalizada del sistema de retención flexible para (a) sismos de subducción y (b) sismos normales.

CONCLUSIONES

Con base en los análisis llevados a cabo en esta investigación fue posible establecer las siguientes conclusiones:

- Se determinó la distribución de presiones en el respaldo de estructuras de retención conformadas a base de pilas ancladas en suelos rígidos ante eventos sísmicos tomando en cuenta la respuesta del sitio, y los efectos de interacción suelo-estructura, mediante modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas desarrollados con el software FLAC^{3D}.
- Se establecieron expresiones simplificadas para la estimación de presiones dinámicas en muros rígidos y flexibles considerando espectros de peligro uniforme con un periodo de retorno de 250 años.
- Se identificó que la ocurrencia de la aceleración máxima en superficie, no necesariamente induce una condición que conlleve al factor de seguridad mínimo. Asimismo, se identificó que, las condiciones de presión máxima en el respaldo para los análisis realizados no ocurren para un mismo tiempo ni están asociados a la ocurrencia de la aceleración máxima en superficie.
- El uso de modelos sofisticados y análisis de interacción suelo-estructura permite identificar que sistemas de retención flexibles y con menor profundidad se acoplan al movimiento del terreno; por lo que, no se infieren efectos perjudiciales relevantes de interacción suelo-estructura. Mientras que sistemas de retención de mayor profundidad, pueden no acoplarse con la longitud de onda predominante del sitio, induciendo efectos perjudiciales de interacción suelo-estructura.
- El uso de anclajes con una longitud libre mayor minimiza las reducciones de tensión ante la ocurrencia de eventos sísmicos.
- Se debe ponderar el beneficio de aumentar la longitud libre de las anclas para el diseño ante condiciones sísmicas, especialmente en excavaciones profundas y extensas, donde el tiempo que la excavación permanece abierta es un factor de riesgo.
- Aunque el uso de métodos analíticos conlleve menores tiempos, la aplicación práctica de estos debe considerar los fundamentos bajo los cuales fueron concebidos, así como su alcance, para no promover el uso de diseños inseguros o antieconómicos.
- Es importante utilizar métodos sofisticados en la evaluación de cargas sostenidas y sísmicas en obras de infraestructura estratégica, que simulen adecuadamente su comportamiento.

-
- La evaluación del comportamiento de los sistemas de retención después de un evento sísmico severo es importante para el mejor conocimiento relacionado a la resiliencia de este tipo de estructuras.
 - El uso de modelos numéricos permite la inclusión de un mayor número de variables para la correcta definición del comportamiento de los sistemas de retención compuestos.

REFERENCIAS

Abrahamson, N., 2000. State of the practice of seismic hazard evaluation. *Proceedings of GeoEng 2000*, Volumen 1, pp. 659-85.

Al Atik, L. & Sitar, N., 2008. *Experimental and Analytical Study o Seismic Performance of Retaining Structures*, Berkeley. CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2008/104.

Alampalli, S. & Elgamal, A., 1990. Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill: A Computational Model. *Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Volumen 3, pp. 623-632.

ASCE, 2010. *Minimun design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI standard 7-10*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Atik, L. A. & Sitar, N., 2010. Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), pp. 1324-1333.

Brandenberg, S. J., Mylonakis, G. & Stewart, J. P., 2015. *Kinematic framework for evaluating seismic earth pressures on retaining walls*. [En línea] Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001312](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001312)

Burland, J. & Wroth, C., 1974. Settlements of buildings and associated damage. *State of the Art Review. Conf. Settlement of Structures*, pp. 611-654.

Comisión Federal de Electricidad, 2014. *Manual de Diseño de Obras Civiles, Cap. B.2.6 Estructuras de retención*. s.l.:Comisión Federal de Electricidad.

Conti, R. & Viggiani, G. M., 2013. A new limit equilibrium method for the pseudostatic design of embedded cantilevered retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 50, pp. 143-150.

Darendeli, M. B., 2001. *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Doctor of Philosophy*. Austin: University of Texas.

Dewoolkar, M. M., Ko, H.-Y. & Pak, R. Y., 2001. Seismic behavior of cantilever retaining walls with liquefiable backfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(5), pp. 424-435.

Dickmen, U., 2009. Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistant for soils. *Journal of Geophysics and engineering* 6, p. 4167.

Finno, R. J., Atmatzidis, D. K. & Perkins, S. B., 1989. Observed Performance of a Deep Excavation in Clay. *J. Geotech. Engrg.*, pp. 1045-1064.

Gazetas, G., Psarropoulos, P., Anastasopoulos, I. & Gerolymos, N., 2004. Seismic Behaviour of Flexible Retaining Systems Subjected to Short-Duration Moderately Strong Excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Issue 24, pp. 537-550.

Geraili Mikola, R., 2012. Seismic Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls in Cohesionless Soils. *UC Berkeley Electronic Theses and Dissertations*.

Geraili Mikola, R., Candia, G. & Sitar, N., 2014. Seismic Earth Pressures on Retaining Structures and Basements Walls. *Proceedings of the Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*.

Gobierno de la Ciudad de México, 2020. *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo con comentarios*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

González Blandón, C. M. & Romo Organista, M. P., 2013. Empuje dinámico en estructuras de retención con inclusión compresible. *Ingeniería Investigación y Tecnología, volumen XV (número 4)*, pp. 517-527.

Hardin, B. & Drnevich, V., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7), pp. 667-692.

Hasancebi, N. & Ulusay, R., 2007. empirical correlations between shear wave velocity and penetrations resistance for ground shaking assessments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environmental*, Volumen 66, pp. 203-213.

Hushmand, A. y otros, 2016. A centrifuge study of the influence of site response , relative stiffness, and kinematic constrains on the seismic performance of buried reservoir structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 88, pp. 427-438.

Idriss, I. & Seed, H., 1968. Seismic Response of Horizontal Soil Layers. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 94(SM4), pp. 1003-1031.

Imai, T., 1977. P and S wave velocities of the ground in Japan. *Proceedings of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, pp. 127-132.

Ishii, Y., Arai, H. & Tsuchida, H., 1960. Lateral Earthpressure in an earthquake. *Proceedings, Second world conference on Earthquake Engineering*.

Itasca Consulting Group, 2009. *FLAC3D, Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, User's guide*. Minneapolis, Minnesota, USA: s.n.

Jaky, J., 1944. The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian (A nyugalmi nyomas tenyezoje). *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering*, pp. 355-358.

Kramer, S. L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ, United States: Pearson Education (US).

Kuhlemeyer, R. & Lysmer, J., 1973. Finite element method Accuracy for wave propagation problems.. *J Soil Dyn* , pp. 421-7.

Kutter, B. L., 1995. Recent Advances in Centrifuge Modeling of Seismic Shaking. *Proceedings: Third International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Volumen II, pp. 927-941.

Lew, M., Simantob, E. & Hudson, M. B., 1995. Performance of Shored Earth Retaining Systems During the January 17, 1994, Northridge Earthquake. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Volumen 3.

Lew, M. y otros, 2010. Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements. *Structural Engineers Association of California, Proceedings of the Annual Convention*.

Lilhanand, K. & Tseng, W., 1988. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra. *Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering*, Volumen II, pp. 819-24.

Ling, H. I., Leshchinsk, D. & Chou, N. N., 2001. Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 21, pp. 297-313.

Littlejohn, G., 1980. Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors. *Ground Engineering*, 13(8), pp. 25-39.

Lodge, A. L., 1994. *Shear Wave Velocity Measurement for Surface Characterization*. s.l.:PhD Thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Massarsch, K. R., 1979. Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay. *7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Volumen 2, pp. 245-249.

Matsuo, H. & Ohara, S., 1960. Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes. *Proceedings, Second world conference on Earthquake Engineering*.

Mayne, P., 1984. K₀-Cu'vo trends for overconsolidated clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, Volumen 110, pp. 1511-1516.

Mayne, P. & Kulhawy, F., 1982. K₀-OCR relationships in soil. *J Geot Eng Div*, pp. 851-72.

Mayne, P. & Rix, G., 1995. Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays. *Soil and Foundations*, 35(2), pp. 193-194.

Mayoral, J. M., 2014. Performance evaluation of tunnels built in rigid soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 43, pp. 1-10.

Mayoral, J. M., Castañón, E., Alcantara, L. & Tepalcapa, S., 2016. Seismic response characterization of high plasticity clays. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 84, pp. 174-189.

Mayoral, J., Romo, M. & Osorio, L., 2008. Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 507-21.

Mononobe, N. & Matsuo, H., 1929. On determination of earth pressure during earthquake. *Proc. World Engineering Congress*, Volumen 9, pp. 177-185.

Murphy, V. A., 1960. The effect of ground characteristics on the aseismic design of structures. *Proceedings, 2nd World conference on Earthquake engineering*.

Mylonakis, G., Kloukinas, P. & Papantonopoulos, C., 2007. An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 957-969.

Niwa, S., 1960. An experimental study of oscillating earth pressures acting on a quay wall. *Proceedings, Second world conference on Earthquake Engineering*,.

Okabe, S., 1926. General Theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of Japanese Society of Civil engineering*, 10(6), pp. 1277-1323.

Ortiz, L., Scott, R. & Lee, J., 1983. Dynamic centrifuge testing of a cantilever retaining wall. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volumen 11, pp. 251-268.

Osorio, L. & Mayoral, J. M., 2013. Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Issue 48, pp. 252-266.

Ostadan, F., 2005. Seismic Soil Pressure for Buildings Walla-An Updated Approach. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 25, pp. 785-793.

Ostadan, F. & White, W., 1998. Lateral seismic soil pressure - an updated approach. *US-Japan SSI Workshop*.

Peck, R. B., 1969. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of Art Report.. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, , pp. 225-290.

Piratheepan, P., 2002. *Estimating Shear-Wave Velocity from SPT and CPT Data*. s.l.:Master of Science Thesis, Clestom University.

Pitilakis, K. y otros, 1999. Geotechnical and geophysical description of Euro-Seistests, using field and laboratory test, and moderate strong ground motions. *Journal of Earthquake Engineering* 3, pp. 381-409.

Reiter, L., 1990. *Earthquake Hazard Analysis - Issues and Insights*. New York: Columbia University Press.

Richards, R. J., Huang, C. & Fishman, K. L., 1999. Seismic Earth Pressure on Retaining Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), pp. 771-778.

Roboski, J. & Finno, R. J., 2006. Distributions of ground movements parallel to deep excavations in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(1), pp. 43-58.

Sabatini, P., Pass, D. & Bachus, R., 1999. *Geotechnical Circular No. 4: Ground Anchors and Anchored Systems*.. Washington: Federal Highway Administration.

Salas, F., Sáez, E., Ovalle, C. & Fernández, J. M., 2019. Análisis dinámico de una excavación profunda contenida mediante pilotes. *Obras y Proyectos*, Volumen 25, pp. 76-82.

Schmidt, B., 1966. Discussion of 'Earth pressures at rest related to stress hystory' by Brooker & Ireland. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4), pp. 239-242.

Schnabel, P. B., Lysmer, J. & Seed, H. B., 1972. *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72-12.* Berkeley: University of California.

Sciences, National Institute of Building, 2020. Resource paper xx: Seismic Lateral Earth Pressures. *Building Seismic Safety Council*, pp. 4-25.

Scott, R., 1973. Earthquake-induced earth pressures on retaining walls. *Proc. 5th World Conf. on Earthquake Eng.*, , Volumen II, pp. 1611-1620.

Seed, H. y otros, 1988. The Mexico Earthquake September 19, 1985-Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 4(4), pp. 687-729.

Seed, H. & Idriss, I., 1970. *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis (UCB/EERC-70/10)*, s.l.: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. & Whitman, R., 1970. Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proc., ASCE Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Volumen 1, pp. 103-147.

Shinohara, T. y otros, 1965. *Earthquake resistant design of quaywalls and piers.* s.l.:Port and Harbour Technical Research Institute, Ministry of Transportation.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 2002. Manual de construcción geotécnica. En: *Sistemas de anclaje en suelos.* Ciudad de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., pp. 237-322.

Spangler, M. G. & Mickle, J. L., 1956. Lateral Pressures on Retaining Walls Due to Backfill Surface Loads. *Highway Research Board bulletin.*

Sykora, D. & Stokoe, K., 1983. Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 20, pp. 125-136.

Tateyama, M., Tatsuoka, F., Koseki, J. & Horii, K., 1995. Damage to soil retaining walls for railway embankments during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995. *Proc., IS-TOKYO '95, First Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engrg., Ishihara*, pp. 49-54.

Tatsuoka, F., Tateyama, M. & Koseki, J., 1996. Performance of soil retaining walls for railway embankments. *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake*, Volumen 1, pp. 311-234.

Terzaghi, K. & Peck, R. G., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc..

Usluogullari, O. F., Bulut, Y. & Temugan, A., 2015. Evaluation of Seismic Performance of an Excavation Support System. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, pp. 141-148.

Veletsos, A. S. & Younan, A. H., 1994. Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volumen 23, pp. 275-301.

Veletsos, A. S. & Younan, A. H., 1995. Dynamic Soil Pressures on Vertical Walls. *Third International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Volumen III, pp. 1589-1604.

Veletsos, A. & Younan, A., 1997. Dynamic response of cantilever retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2), pp. 161-712.

Wair, B. R., DeJong, J. T. & Shantz, T., 2012. *Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles*, PEER Report 2012/08, CA: s.n.

Wood, J., 1973. *Earthquake -induced soil pressures on structures*. Report EERL 73-05. Pasadena, California: California Institute of Technology.

Wroth, C. P., 1975. In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. *Proceedings, In Situ Stress Measurement of Soil Properties*, pp. 181-230.