

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“ANÁLISIS SÍSMICO DE UN TÚNEL RECTANGULAR  
SUMERGIDO, UTILIZANDO EL PROGRAMA PLAXIS 2D”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**ALVARO TED SALDAMANDO MONTERO**

**ASESOR**

**Dr. ZENÓN AGUILAR BARDALES**

**Lima- Perú**

**2022**

© 2022, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

alvaro\_saldamando@yahoo.com.pe

991 689 325

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>5</b>
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS .....</b>	<b>12</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>17</b>
1.1. ANTECEDENTES .....	17
1.2. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	17
1.3. OBJETIVOS .....	18
1.3.1. Objetivo general .....	18
1.3.2. Objetivos específicos .....	18
1.4. HIPÓTESIS .....	18
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL .....</b>	<b>19</b>
2.1. PELIGRO SÍSMICO .....	19
2.1.1. Estudio de Peligro Sísmico Determinístico.....	19
2.1.2. Estudio de Peligro Sísmico Probabilístico .....	20
2.2. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO .....	20
2.3. AJUSTE ESPECTRAL DE ACELEROGRAMAS .....	22
2.4. FILTRADO DE FRECUENCIAS .....	23
2.5. MÉTODO DE MONONOBE-OKABE .....	24
2.5.1. Suelos sumergidos.....	25
2.5.2. Suelos parcialmente sumergidos.....	26
2.5.3. Valor límite de la aceleración horizontal.....	27
2.6. MÉTODO DE DEFORMACIÓN POR RACKING.....	28
2.7. ANÁLISIS NUMÉRICO CON DEEPSOIL .....	29
2.7.1. Análisis unidimensional de respuesta de sitio .....	29
2.7.2. Modelamiento de la base de la columna de suelo .....	30
2.7.3. Comportamiento cíclico del suelo .....	31
2.7.4. Modelo lineal equivalente para respuesta de sitio .....	32
2.7.5. Modelo no lineal para respuesta de sitio .....	32
2.7.6. Formulación numérica para análisis 1D de respuesta de sitio .....	33
2.7.7. Solución en el dominio de la frecuencia .....	34
2.7.8. Análisis lineal equivalente.....	36

2.7.9. Análisis no lineal.....	37
2.8. ANÁLISIS NUMÉRICO CON PLAXIS 2D.....	38
2.8.1. Elementos de suelo.....	38
2.8.2. Elementos tipo Plate .....	38
2.8.3. Dimensión de los elementos.....	39
2.8.4. Modelamiento del material del suelo .....	40
2.8.5. Amortiguamiento histerético .....	45
2.8.6. Amortiguamiento de Rayleigh.....	46
2.8.7. Ecuación de movimiento .....	49
2.8.8. Métodos de paso en el tiempo.....	49
2.8.9. Método de Newmark .....	50
2.8.10. Modificación del Método de Newmark.....	50
2.8.11. Velocidades de onda.....	52
2.8.12. Condiciones de borde del modelo .....	52
2.8.13. Bordes absorbentes .....	53
<b>CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO .....</b>	<b>54</b>
3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO.....	54
3.1.1. Descripción del túnel.....	54
3.1.2. Condiciones de sitio .....	54
3.1.3. Peligro sísmico .....	55
3.1.4. Proceso constructivo.....	56
3.2. MATERIALES.....	56
3.2.1. Concreto armado.....	56
3.2.2. Suelo.....	56
3.2.3. Relleno interior .....	56
3.3. CARGAS .....	57
3.3.1. Carga sísmica (EQ).....	57
3.4. COMBINACIONES DE CARGA.....	59
3.5. ANÁLISIS DE FLOTABILIDAD .....	59
3.6. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE.....	59
3.7. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL CON DEEPSOIL .....	61
3.8. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE RACKING.....	66
3.9. ANÁLISIS SÍSMICO CON PLAXIS 2D .....	67
3.9.1. Calibración del modelo en PLAXIS 2D.....	67
3.9.2. Modelos en PLAXIS 2D .....	70

<b>CAPÍTULO IV: COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>72</b>
4.1. RESULTADOS CON MONONOBE-OKABE .....	72
4.2. RESULTADOS CON RACKING .....	72
4.3. RESULTADOS CON PLAXIS 2D .....	74
4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	79
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>84</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>86</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>87</b>

## RESUMEN

Esta investigación presenta el análisis sísmico de un túnel vial rectangular excavado a cielo abierto y sumergido, considerando la interacción suelo-estructura con el programa PLAXIS 2D. Para el análisis de la respuesta sísmica de la estructura enterrada, se emplearon 8 registros sísmicos, ajustados al espectro de respuesta de diseño en roca (Sitio Clase B) para un periodo de retorno de 1000 años, según AASHTO, 2017. Se realizaron análisis unidimensionales de respuesta de sitio, lineales equivalentes y no lineales, con el programa DEEPSOIL. Con los resultados de estos análisis, se calibró el modelo esfuerzo-deformación bidimensional en PLAXIS 2D. Luego se modeló el túnel para diferentes profundidades de 1 a 4 m. Finalmente, se compararon los resultados de PLAXIS 2D con los métodos de Mononobe-Okabe y Racking. Se encontró que, en general, la envolvente de estos dos métodos produce momentos flectores y fuerzas cortantes similares a los obtenidos con PLAXIS 2D.

Palabras clave: *Túnel Vial Rectangular Sumergido, Peligro Sísmico, Respuesta de Sitio, Interacción suelo-estructura, Mononobe-Okabe, Racking, PLAXIS 2D.*

## ABSTRACT

This study presents the seismic analysis of an immersed rectangular cut-and-cover road tunnel, considering soil-structure interaction in PLAXIS 2D. For the seismic response analysis of the buried structure, 8 ground motions were considered, adjusted to match the design response spectrum on rock (Site Class B) for 1000-year return period, according to AASHTO, 2017. One-dimensional site response analyses, using equivalent linear and non-linear approaches, were conducted in DEEPSOIL. From these analysis results, the two-dimensional stress-strain model in PLAXIS 2D was calibrated. Then the tunnel was modeled for different depths from 1 to 4 m. Finally, the results from PLAXIS 2D were compared to the Mononobe-Okabe and Racking methods. It was found that, in general, the envelope of these two methods produces bending moments and shear forces similar to those obtained with PLAXIS 2D.

*Keywords: Immersed Rectangular Road Tunnel, Seismic Hazard, Site Response, Soil-structure Interaction, Mononobe-Okabe, Racking, PLAXIS 2D.*

## PRÓLOGO

En los últimos años se vienen desarrollando estructuras subterráneas como parte de la infraestructura vial en Lima Metropolitana. La falta de normas de diseño de estas estructuras hace que se presenten discrepancias en los criterios de diseño, por lo que actualmente se viene trabajando en su implementación. En esta tesis se hace una revisión de los métodos simplificados utilizados para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras subterráneas, cuyos resultados son comparados con aquellos obtenidos mediante análisis numéricos por el método elementos finitos.

El método más popular para determinar el incremento de la presión lateral de tierra es el de Mononobe-Okabe. Desarrollado inicialmente para muros de contención en voladizo, asume que el muro se desplaza lo suficiente para que se active una cuña de tierra en movimiento, que ejerce así una fuerza sobre el muro. Para un túnel de sección cajón, el suelo y la estructura se moverían juntos, haciendo improbable la formación de la cuña activa. Por tal motivo, su aplicación a estructuras subterráneas ha sido sujeta a controversia; sin embargo, ha demostrado dar buenos resultados para túneles superficiales.

Autores como Wang (1993) y Hashash (2001) expusieron que las deformaciones del suelo y la interacción suelo-estructura controlan las cargas impuestas por el sismo en estructuras subterráneas. Primero se parte de la deformación en campo libre, luego se convierte a la deformación de la estructura mediante un factor de Racking. Finalmente, se impone dicha deformación al túnel mediante fuerzas estáticas equivalentes. De esta forma, se evalúa el efecto sísmico en túneles de sección cajón (método de deformación por Racking).

Para el análisis numérico, se ha partido de análisis unidimensionales no lineales de respuesta de sitio para calibrar el modelo bidimensional en PLAXIS 2D. Con los parámetros calibrados del terreno, se procedió a modelar tanto el suelo como el túnel, considerando la interacción suelo-estructura. Los resultados obtenidos para el perfil de suelo y túnel analizados muestran que la envolvente de los métodos de Mononobe-Okabe y Racking presenta una buena aproximación a los resultados con PLAXIS 2D. Mostrando coherencia con el desempeño sísmico de túneles construidos hasta la fecha con dichas metodologías.

Es importante prestar mayor énfasis en el análisis de estructuras subterráneas, considerando la interacción suelo-estructura con programas de cómputo, sobre



todo en el Perú, ya que todavía no se cuenta con una normativa oficial para el diseño sísmico de estructuras subterráneas.

Dr. Zenón Aguilar Bardales  
Asesor de la tesis

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores de $F_{pga}$ (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2).....	21
Tabla 2. Valores de $F_a$ (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2).....	21
Tabla 3. Valores de $F_v$ (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2).....	22
Tabla 4. Aceleraciones de EPU en roca, Sitio Clase B (DRPerú, 2014) .....	55
Tabla 5. Espectro de respuesta de diseño, AASHTO, 2017, $T_r = 1000$ años (Elaboración propia).....	56
Tabla 6. Combinaciones de carga, Manual de Túneles (AASHTO, 2010) .....	59
Tabla 7. Análisis de flotabilidad del túnel (Elaboración propia).....	60
Tabla 8. Presión hidrodinámica de Westergaard (Elaboración propia).....	60
Tabla 9. Empuje adicional sísmico, Mononobe-Okabe (Elaboración propia).....	61
Tabla 10. Deformación promedio por racking en campo libre (Elaboración propia) .....	66
Tabla 11. Cálculo de deformación por racking del túnel (Elaboración propia) ....	67
Tabla 12. Parámetros de suelo $HS_{small}$ en PLAXIS 2D (Elaboración propia).....	68
Tabla 13. Propiedades del túnel (Elaboración propia) .....	70
Tabla 14. Coeficientes de Rayleigh para cada sismo (Elaboración propia) .....	70

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Espectro de Respuesta de Diseño (AASHTO, 2017).....	21
Figura 2. Filtrado de frecuencias: (a) aceleraciones, (b) velocidades, (c) desplazamientos; (I) sin corregir y (II) corregidos; (d) espectro de aceleraciones, (e) amplitudes de Fourier.....	23
Figura 3. Peso específico equivalente para suelos parcialmente sumergidos (Ebeling y Morrison, 1992).....	27
Figura 4. (a) Deformación por racking de una estructura de sección cajón; (b) coeficiente de racking (Wang, 1993).....	29
Figura 5. Modelo simplificado, elementos tipo barra (Wang, 1993): (a) fuerza pseudo-concentrada (túneles profundos); (b) distribución de presiones pseudo-triangular (túneles superficiales).....	29
Figura 6. Términos usados en el análisis de respuesta de sitio (Bardet et al., 2000).....	30
Figura 7. Estratigrafía Idealizada: (a) columna de estratos de suelo para análisis lineal equivalente; (b) sistema de varios grados de libertad para análisis no lineal (adaptado de Park y Hashash, 2004).....	31
Figura 8. Modelo viscoelástico de Kelvin Voigt (Bardet et al., 2000).....	32
Figura 9. Esquema de iteración del análisis lineal equivalente (Bardet et al., 2000).....	37
Figura 10. Posición de nodos y puntos de esfuerzo en elementos de suelo: (a) 15 nodos; (b) 6 nodos.....	38
Figura 11. Posición de nodos y puntos de esfuerzo en elementos tipo <i>plate</i> ....	39
Figura 12. Comportamiento característico de rigidez-deformación con rangos de deformación típicos para ensayos de laboratorio y estructuras.....	40
Figura 13. Ensayo triaxial, parámetros de rigidez $E_{50}$ , $E_{ur}$ y $E_0$ .....	42
Figura 14. Definición de $E_{oed}^{ref}$ en ensayos edométricos.....	43
Figura 15. Relación de Hardin-Drnevich comparada a datos de ensayos por Santos y Correia (2001).....	44
Figura 16. Comportamiento histerético en el modelo $HS_{small}$ .....	45
Figura 17. Razón de amortiguamiento en función a la deformación unitaria por corte cíclica.....	46
Figura 18. Calibración de coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh, modelo de 40 m de espesor, sismo 2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-EW.....	48
Figura 19. Sección transversal del túnel (medidas en metros).....	54

Figura 20.(a) Espectros de Peligro Uniforme; (b) Espectros de Diseño, Sitio Clase B.....	55
Figura 21. Espectro de diseño y espectros de 8 registros sísmicos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B), $T_r = 1000$ años (ASHTO, 2017) .....	57
Figura 22. Registros ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B), $T_r = 1000$ años (AASHTO, 2017).....	58
Figura 23. Variación de módulo de corte (a) y razón de amortiguamiento (b); izquierda: para arenas (Seed e Idriss, 1970); derecha: para gravas (Rollins et al., 1998) .....	62
Figura 24. Análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 100 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B, $T_r = 1000$ años).....	63
Figura 25. Análisis 1D no lineales de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 100 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B, $T_r = 1000$ años).....	63
Figura 26. $\Delta_{campo-libre}$ , profundidad 4 m, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW.....	64
Figura 27. Análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 40 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B, $T_r = 1000$ años) .....	65
Figura 28. Análisis 1D no lineales de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 40 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B, $T_r = 1000$ años).....	65
Figura 29. Modelo de suelo sin túnel en PLAXIS 2D .....	67
Figura 30. Propiedades del suelo en PLAXIS 2D: (a) velocidades de onda de corte; (b) rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador y rigidez edométrica.....	68
Figura 31. Comparación de espectros de amplitudes de Fourier y espectros de aceleraciones de análisis no lineales con PLAXIS 2D y DEEPSOIL, en diferentes profundidades .....	69
Figura 32. Modelo del túnel en PLAXIS 2D, profundidad 4 m. ....	70
Figura 33. Proceso constructivo: (a) Depresión del <i>NF</i> y excavación; (b) Túnel; (c) Relleno y restauración del <i>NF</i> .....	71
Figura 34. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 1 m.....	72

Figura 35. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 2 m .....	73
Figura 36. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 3 m .....	73
Figura 37. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 4 m .....	74
Figura 38. DMF (t-m/m), Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m.....	75
Figura 39. DFC (t/m), Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m.....	76
Figura 40. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m.....	77
Figura 41. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 1 m .....	77
Figura 42. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 2 m .....	78
Figura 43. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 3 m .....	78
Figura 44. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 4 m .....	79
Figura 45. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envolverte de M-O y Racking, profundidad 1 m .....	82
Figura 46. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envolverte de M-O y Racking, profundidad 2 m .....	82
Figura 47. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envolverte de M-O y Racking, profundidad 3 m .....	83
Figura 48. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envolverte de M-O y Racking, profundidad 4 m .....	83

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

$A$	: área de la sección transversal de losa/muro; amplitud de onda incidente.
$A_s$	: coeficiente de aceleración.
$B$	: ancho de la sección transversal del túnel; amplitud de onda reflejada.
$B_{cen}$	: ancho de la celda central del túnel.
$B_{lat}$	: ancho de las celdas laterales del túnel.
$b$	: ancho de la sección transversal de losa/muro.
$\underline{C}$	: matriz de amortiguamiento viscoso.
$C_{sm}$	: coeficiente de respuesta sísmica elástica para el modo m-ésimo de vibración.
$C_{1,2}$	: coeficientes de relajación de Lysmer y Kuhlmeyer.
$c$	: cohesión; amortiguamiento viscoso.
$DC$	: peso propio.
$DW$	: relleno interior.
$d$	: desplazamiento horizontal.
$E$	: módulo de elasticidad; presión de tierra.
$E_c$	: módulo de elasticidad del concreto.
$E_D$	: energía disipada en un ciclo de histéresis.
$E_{oed}$	: rigidez edométrica.
$EQ$	: carga sísmica.
$E_s$	: energía almacenada en la deformación máxima $\gamma_c$ .
$E_{ur}$	: rigidez para descarga/recarga.
$E_0$	: módulo de elasticidad inicial.
$E_{50}$	: rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador.
$E_{oed}^{ref}$	: rigidez tangente para carga edométrica primaria, referente a una presión de confinamiento $p^{ref}$ .
$E_{ur}^{ref}$	: rigidez para descarga/recarga a deformaciones en ingeniería ( $\epsilon \approx 10^{-3}$ a $10^{-2}$ ), referente a una presión de confinamiento $p^{ref}$ .
$E_{50}^{ref}$	: rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador, referente a una presión de confinamiento $p^{ref}$ .
$e_{losa}$	: espesor de losa de fondo del túnel.
$e_{muro}$	: espesor de muros del túnel.
$e_{techo}$	: espesor de techo del túnel.
$F$	: factor de flexibilidad.

$F(\gamma_{max})$	: factor de reducción.
$F_a$	: factor de sitio para periodo corto.
$F_{pga}$	: factor de sitio para periodo cero.
$FS$	: factor de seguridad.
$F_v$	: factor de sitio para periodo largo.
$f'_c$	: resistencia a la compresión del concreto.
$f_i$	: frecuencia objetivo $i$ , relacionada a una razón de amortiguamiento.
$f_{max}$	: frecuencia máxima.
$f_p$	: frecuencia predominante del sismo de entrada.
$f_1$	: frecuencia natural del suelo.
$G$	: módulo de corte del suelo.
$G^*$	: módulo de corte complejo.
$G_s$	: módulo de corte secante.
$G_t$	: módulo de corte tangente.
$G_0$	: módulo de corte a pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-6}$ ).
$G_0^{ref}$	: módulo de corte a pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-6}$ ), referente a una presión de confinamiento $p^{ref}$ .
$g$	: aceleración de la gravedad.
$H$	: altura del estrato de suelo; altura de la sección transversal del túnel.
$HS_{small}$	: <i>Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness</i> (modelo de suelo con endurecimiento con rigideces a pequeñas deformaciones).
$H_w$	: altura de la capa de agua.
$h$	: altura de la sección transversal de losa/muro; espesor de estrato.
$h_{R-int-cen}$	: altura del relleno interior del túnel en celda central.
$h_{R-int-lat}$	: altura del relleno interior del túnel en celdas laterales.
$h_1$	: altura del estrato de suelo debajo del nivel freático; profundidad del techo del túnel.
$h_2$	: altura del estrato de suelo sobre el nivel freático.
$\underline{1}$	: vector con cada elemento igual a uno.
$I_b$	: inercia bruta.
$I_e$	: inercia efectiva.
$IP$	: índice plástico.
$i$	: ángulo de la pendiente del suelo.
$\underline{K}$	: matriz de rigidez.
$K_A$	: coeficiente de presión activa de tierra.

$K_{AE}$	: coeficiente sísmico de presión activa de tierra.
$k$	: permeabilidad; rigidez; número de onda complejo.
$\hat{k}$	: ver ecuación (83).
$k_h$	: coeficiente de aceleración horizontal.
$k_{hei}$	: coeficiente de aceleración horizontal equivalente.
$k_{h-max}$	: coeficiente de aceleración horizontal máxima.
$k_v$	: coeficiente de aceleración vertical.
$L$	: ancho de la sección transversal del túnel.
$LL$	: sobrecarga de superficie.
$\underline{\underline{M}}$	: matriz de masa.
$m$	: potencia, dependencia rigidez-estado de esfuerzo; masa.
$NF$	: nivel freático.
$n$	: entero impar más próximo y mayor a la razón $f_p/f_1$ .
$P$	: peso total actuando en el túnel.
$P_{AE}$	: fuerza dinámica de presión activa de tierra.
$PGA$	: coeficiente de aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B).
$P_1, P_2, P_3$	: parámetros adimensionales.
$p_i$	: fuerza aplicada en el tiempo $i$ .
$\hat{p}_{i+1}$	: ver ecuación (84).
$p^{ref}$	: presión de confinamiento.
$p_{wd}$	: presión hidrodinámica de Westergaard.
$q$	: esfuerzo desviador.
$R$	: coeficiente de racking.
$S_{DS}$	: coeficiente de aceleración en periodo igual a 0.2 s.
$S_{D1}$	: coeficiente de aceleración en periodo igual a 1.0 s.
$S_S$	: coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo igual a 0.2 s sobre roca (Sitio Clase B).
$S_1$	: rigidez lateral del túnel; coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo de 1.0 s sobre roca (Sitio Clase B).
$s$	: parámetro del modelo no lineal.
$T_m$	: periodo de vibración del modo $m$ -ésimo.
$T_n$	: periodo natural de vibración.
$T_r$	: periodo de retorno.
$T_S$	: periodo de esquina donde el espectro cambia de ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo.



$T_0$	: periodo referencial usado para determinar la forma espectral.
$t_i$	: tiempo en $i$ .
$\underline{u}, \underline{\dot{u}}, \underline{\ddot{u}}$	: vector desplazamiento, velocidad y aceleración.
$\ddot{u}_{gi}$	: aceleración del terreno en el tiempo $i$ .
$u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$	: desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo $i$ .
$u_x, u_y$	: desplazamientos en x e y.
$\dot{u}_x, \dot{u}_y$	: velocidad normal (dirección x), velocidad de corte (dirección y).
$u_0, \dot{u}_0, \ddot{u}_0$	: desplazamiento, velocidad y aceleración iniciales.
$V_p$	: velocidad de onda de compresión.
$V_s$	: velocidad de onda de corte.
$V_{s-min}$	: velocidad mínima de onda de corte.
$W$	: empuje hidrostático.
$WA$	: presión de agua.
$z$	: profundidad.
$z_1$	: distancia del nivel freático al techo del túnel.
$z_2$	: distancia del nivel freático al tramo central del muro del túnel.
$z_3$	: distancia del nivel freático a la base del túnel.
$\alpha$	: coeficiente del método de Newmark.
$\alpha_m$	: razón de impedancia compleja.
$\alpha_R$	: coeficiente de Rayleigh asociado a la masa.
$\beta$	: pendiente del muro respecto a la vertical; coeficiente del método de Newmark; parámetro del modelo no lineal.
$\beta_R$	: coeficiente de Rayleigh asociado a la rigidez.
$\gamma$	: peso específico; deformación unitaria por corte.
$\gamma_b$	: peso específico sumergido del suelo.
$\gamma_c$	: peso específico del concreto armado; deformación unitaria por corte cíclica.
$\gamma_d$	: peso específico del suelo seco.
$\gamma_e$	: peso específico equivalente del suelo.
$\gamma_{ef}$	: deformación unitaria por corte efectiva.
$\gamma_{límite}$	: deformación límite donde $G_t$ alcanza el valor de $G_{ur}$ .
$\gamma_{max}$	: máxima deformación unitaria por corte.
$\gamma_R$	: peso específico del relleno interior.
$\gamma_r$	: deformación unitaria por corte de referencia.
$\gamma_s$	: deformación unitaria por corte del suelo; peso específico del suelo.

$\gamma_{sat}$	: peso específico saturado del suelo.
$\gamma_w$	: peso específico del agua.
$\gamma_{0.7}$	: deformación unitaria por corte para $G = 0.7G_0$ .
$\Delta_{campo-libre}$	: deformación por racking en campo libre.
$\Delta_{estructura}$	: deformación por racking de la estructura.
$\Delta EQ_{t1}$	: carga activa adicional sísmica en techo del túnel.
$\Delta EQ_1$	: carga activa adicional sísmica en superficie.
$\Delta EQ_2$	: carga activa adicional sísmica en base del túnel.
$\Delta l_{nodo}$	: distancia entre los nodos de un elemento finito.
$\Delta P_{AE}$	: empuje activo adicional sísmico.
$\Delta t_{crítico}$	: intervalo de tiempo crítico.
$\Delta t_i$	: intervalo de tiempo en $i$ .
$\delta$	: ángulo de fricción de la interface suelo-pared.
$\varepsilon$	: deformación unitaria axial.
$\eta$	: viscosidad.
$\theta$	: ángulo de inercia sísmica.
$\theta_{ei}$	: ángulo de inercia sísmica equivalente.
$\lambda_{min}$	: longitud de onda mínima.
$\nu$	: módulo de Poisson.
$\nu_{ur}$	: módulo de Poisson para descarga/recarga.
$\xi$	: razón de amortiguamiento.
$\xi_i$	: razón de amortiguamiento objetivo relacionada a una frecuencia de vibración $i$ .
$\xi_0$	: razón de amortiguamiento a pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-6}$ ).
$\rho$	: densidad del suelo.
$\sigma_n$	: esfuerzo normal.
$\sigma'_1$	: esfuerzo efectivo principal mayor.
$\sigma'_3$	: esfuerzo efectivo principal menor.
$\tau$	: esfuerzo cortante.
$\tau_{max}$	: esfuerzo cortante en la falla.
$\phi$	: ángulo de fricción interna.
$\psi$	: ángulo de dilatación.
$\omega_i$	: frecuencia angular objetivo $i$ .

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES

Para el análisis sísmico de estructuras subterráneas excavadas en suelo, como es el caso de túneles rectangulares, se ha empleado el método de Mononobe-Okabe para calcular la fuerza sísmica en los elementos de contención del túnel. Este método se desarrolló inicialmente para muros de contención en voladizo, en el cual se asume que el muro se desplaza lo suficiente, para que se active una cuña de tierra en movimiento que ejerce así, una fuerza sobre el muro. Esta fuerza sísmica adicional se aplica al muro (de altura  $H$ ) y actúa a  $0.6H$  desde el fondo del muro.

La aplicación del método de Mononobe-Okabe en estructuras subterráneas ha traído controversia, pues al estar la estructura restringida por el terreno, no se cumpliría la hipótesis de la cuña en movimiento.

Autores como Wang (1993) y Hashash (2001) expusieron que las deformaciones del suelo y la interacción suelo-estructura controlan las cargas impuestas por el sismo en estructuras subterráneas. Para túneles de sección cajón, el efecto sísmico dominante es la deformación horizontal relativa entre las losas de techo y piso (deformación por racking).

Wang (1993) describió un método simplificado para el análisis de túneles de sección cajón, el cual se denomina método de deformación por racking. En este método, se calcula una deformación del terreno en campo libre por sismo; luego, teniendo en cuenta la presencia de la estructura subterránea, se calcula la deformación de la estructura por sismo. Esta deformación se impone a la estructura mediante fuerzas estáticas equivalentes, evaluando así el efecto sísmico en túneles de sección cajón.

### 1.2. REALIDAD PROBLEMÁTICA

La gran pregunta es qué método utilizar para el análisis sísmico de túneles de sección cajón. Se requiere establecer una comparación entre los métodos de Mononobe-Okabe y Racking para este tipo de estructuras subterráneas. Para esto, se analizará tanto el túnel como el suelo, utilizando el programa PLAXIS 2D, obteniendo así, una respuesta más realista de ambos, ante diversos sismos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B), para un periodo de retorno

de 1000 años, según la *American Association of State Highway Transportation Officials* (AASHTO, 2017).

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivo general

- Realizar el análisis sísmico de un túnel rectangular excavado en suelo (o del tipo *cut-and-cover*) y sumergido.

#### 1.3.2. Objetivos específicos

- Utilizar el programa PLAXIS 2D, para modelar tanto el suelo como el túnel ante el efecto de diversos sismos.
- Comparar los métodos simplificados de Racking y Mononobe-Okabe con los análisis numéricos más detallados, utilizando PLAXIS 2D.

### 1.4. HIPÓTESIS

Se modelará el suelo considerando su comportamiento no lineal, mediante curvas de degradación del módulo de corte y razones de amortiguamiento, para grandes deformaciones. Para el análisis sísmico, se evaluarán registros tiempo-historia de sismos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B), para un periodo de retorno de 1000 años, según AASHTO (2017). Obteniendo de esta forma, una representación más realista de la interacción suelo-estructura. Luego, se compararán los resultados con los métodos simplificados de Racking y Mononobe-Okabe.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1. PELIGRO SÍSMICO

Para el diseño de túneles de poca profundidad, en zonas sísmicas, una de las tareas principales es definir el sismo de diseño, los niveles del movimiento del terreno y otros peligros sísmicos asociados. El proceso por el cual los parámetros de diseño del movimiento del terreno son establecidos por un análisis sísmico, se llama análisis de peligro sísmico. El cual generalmente sigue los siguientes pasos (AASHTO, 2010): (1) identificación de las fuentes sísmicas capaces de originar de movimientos fuertes del terreno en el área del proyecto; (2) evaluación del potencial sísmico para cada fuente; y (3) evaluación de la intensidad del sismo de diseño en el área del proyecto.

La identificación de las fuentes sísmicas incluye establecer el tipo de falla, su ubicación geográfica, profundidad, tamaño y orientación. La evaluación del potencial sísmico de una fuente identificada implica evaluar la magnitud del sismo que la fuente puede generar y, a menudo, su tasa de ocurrencia. Una vez hecho esto, se debe caracterizar la intensidad de los sismos en el área del proyecto, debida a estas fuentes. Esto se puede realizar de 3 formas: (1) usando resultados de análisis de peligro sísmico, publicados por entidades confiables como el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2018); (2) con un estudio de peligro sísmico determinístico; y (3) con un estudio de peligro sísmico probabilístico.

#### 2.1.1. Estudio de Peligro Sísmico Determinístico

En un estudio de peligro sísmico determinístico, primero se identifican las fuentes sísmicas competentes y se asigna una magnitud máxima a cada una. Luego se calcula la intensidad de sacudida de cada fuente en el sitio, y se identifica el sismo de diseño basado en la fuente capaz de causar el mayor daño.

El enfoque del estudio determinístico provee un marco para la evaluación del escenario del peor de los casos en un sitio. Proporciona poca información sobre la probabilidad o frecuencia de ocurrencia del sismo gobernante. Si dicha información es requerida, se debe usar un enfoque de estudio probabilístico (AASHTO, 2010).

### 2.1.2. Estudio de Peligro Sísmico Probabilístico

Un estudio de peligro sísmico probabilístico incorpora la probabilidad de una ruptura de falla y la distribución de magnitudes sísmicas asociadas a la misma, a la evaluación de la intensidad del sismo de diseño en un sitio. Su objetivo es calcular, para un tiempo de exposición dado, la probabilidad de excedencia correspondiente a varios niveles de un parámetro sísmico (por ejemplo, la probabilidad de exceder la aceleración pico del terreno de  $0.2g$  en 100 años). El parámetro sísmico podrá ser un valor pico (por ejemplo, aceleración pico del terreno) o una ordenada del espectro de respuesta, asociada con el sismo fuerte en el sitio. El valor probabilístico del parámetro de diseño incorpora tanto la incertidumbre de la atenuación de sismos fuertes, como la aleatoriedad de ocurrencias sísmicas (AASHTO, 2010).

### 2.2. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO

Un espectro de respuesta representa la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad, ante un movimiento en la base (sismo), en función del periodo natural y amortiguamiento del sistema.

De acuerdo al Manual de Túneles (AASHTO, 2010), el espectro de respuesta de diseño, considerando efectos de sitio del suelo, puede determinarse según la norma AASHTO, 2017. A continuación se describe el espectro de respuesta de diseño según la sección 3.10.4 de AASHTO (2017).

El espectro de respuesta de diseño amortiguado al 5% deberá tomarse como se especifica en la Figura 1. Este espectro deberá ser calculado usando coeficientes de aceleración pico del terreno y coeficientes de aceleración espectral mapeados, escalados por los factores de sitio para periodo corto, largo,  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ , respectivamente. Ver Tabla 1 a Tabla 3.

Los coeficientes mapeados en AASHTO (2017) están basados en un modelo de riesgo uniforme de peligro sísmico. La probabilidad de excedencia de un coeficiente, durante un periodo de 75 años, es de alrededor de 7%. Un sismo con esta probabilidad de excedencia tiene un periodo de retorno de alrededor de 1000 años y es llamado el sismo de diseño.

Los principios usados en la sección C3.10.1 de AASHTO (2017) y sección 13.2.2 de AASHTO (2010) son: los sismos leves a moderados ( $T_r = 100$  años) deberán ser resistidos dentro del rango elástico de la estructura sin daño significativo;

fuerzas e intensidades realistas de movimientos sísmicos ( $T_r = 1000$  años) deberán ser usadas para el diseño; la exposición a grandes sismos ( $T_r = 2500$  años) no deberá causar colapso de la estructura o parte de ella, el daño que ocurra deberá ser de fácil identificación y acceso para su inspección y reparación.

Para el Perú, pueden usarse los coeficientes mapeados con periodo de retorno de 1000 años del Manual de Puentes (MTC, 2018).

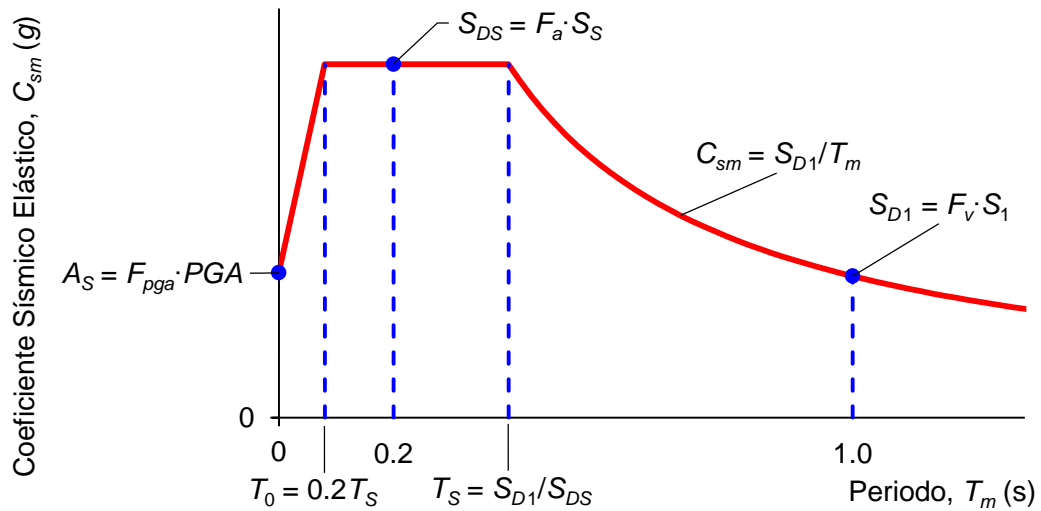


Figura 1. Espectro de Respuesta de Diseño (AASHTO, 2017)

Tabla 1. Valores de  $F_{pga}$  (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2)

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico del Terreno ( $PGA$ ) <sup>1</sup>				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben realizar investigaciones especiales.				

Nota 1: Usar interpolación lineal para valores intermedios de  $PGA$ .

Tabla 2. Valores de  $F_a$  (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2)

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Espectral en Periodo 0.2 s ( $S_S$ ) <sup>1</sup>				
	$S_S < 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben realizar investigaciones especiales.				

Nota 1: Usar interpolación lineal para valores intermedios de  $S_S$ .

Tabla 3. Valores de  $F_v$  (AASHTO, 2017, sección 3.10.3.2)

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Espectral en Periodo 1.0 s ( $S_1$ ) <sup>1</sup>				
	$S_1 < 0.25$	$S_1 = 0.50$	$S_1 = 0.75$	$S_1 = 1.00$	$S_1 > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben realizar investigaciones especiales.				

Nota 1: Usar interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .

El espectro de respuesta de diseño se obtiene mediante la estimación del coeficiente de aceleración ( $A_S$ ), el coeficiente de aceleración en periodo igual a 0.2 s ( $S_{DS}$ ) y el coeficiente de aceleración en periodo igual a 1.0 s ( $S_{D1}$ ).

$$A_S = F_{pga} \cdot PGA \quad (1)$$

$$S_{DS} = F_a \cdot S_S \quad (2)$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 \quad (3)$$

Donde  $PGA$  es el coeficiente de aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B).  $S_S$  es el coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo igual a 0.2 s sobre roca (Sitio Clase B).  $S_1$  es el coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo igual a 1.0 s sobre roca (Sitio Clase B).

El coeficiente de respuesta sísmica elástica para el modo m-ésimo de vibración ( $C_{sm}$ ) deberá tomarse como:

$$C_{sm} = A_S + (S_{DS} - A_S)(T_m/T_0) \quad (4) \quad \text{Para } T_m \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (5) \quad \text{Para } T_0 \leq T_m \leq T_S$$

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \quad (6) \quad \text{Para } T_m \geq T_S$$

Donde  $T_m$  es el periodo de vibración del modo m-ésimo (s).  $T_0$  es el periodo referencial usado para determinar la forma espectral, igual a  $0.2T_S$  (s).  $T_S$  es el periodo de esquina donde el espectro cambia de ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo, igual a  $S_{D1}/S_{DS}$  (s).

### 2.3. AJUSTE ESPECTRAL DE ACELEROGRAMAS

Los acelerogramas usados en el análisis sísmico deben ser compatibles con el espectro de respuesta de diseño. Se empleó el programa SeismoMatch, el cual



modifica los acelerogramas, de manera que sus espectros de respuesta de aceleraciones se ajusten a un espectro de respuesta objetivo. SeismoMatch usa funciones de diferentes formas, denominadas *wavelets*, para ajustar los acelerogramas espectralmente. El detalle del algoritmo de *wavelets* se encuentra en Abrahamsom (1992) y Hancock et al. (2006).

## 2.4. FILTRADO DE FRECUENCIAS

Los acelerogramas pueden contener ruido de alta o baja frecuencia. Este ruido puede producirse por fenómenos naturales y/o por el tratamiento de datos. El ruido de alta frecuencia afecta principalmente a los valores de aceleración máxima. El ruido de baja frecuencia afecta las velocidades y desplazamientos, obtenidos de la integración del registro de aceleraciones; lo cual se traduce en falsas derivas de desplazamientos, ver Figura 2(Ic). Para eliminar este ruido, se usan filtros de altas y bajas frecuencias.

A menudo se usan filtros no causales (sin fase), que añaden colchones de aceleraciones antes y después del acelerograma, ver Figura 2(IIa), para desarrollar por completo la respuesta del filtro. Por otra parte, los filtros causales no añaden estos colchones para cumplir su propósito, pero pueden producir distorsiones de fase significativas para bajas frecuencias. Las grandes distorsiones de fase pueden producir diferencias considerables en la forma de las curvas de desplazamientos, obtenidas de acelerogramas procesados con filtros causales. Por lo tanto, se recomienda el uso de filtros no causales (Boore y Akkar, 2003).

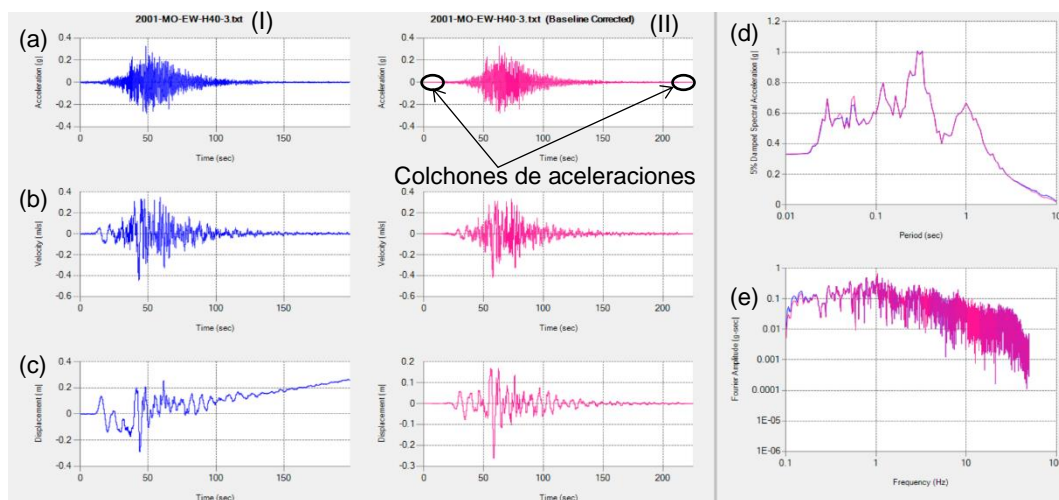


Figura 2. Filtrado de frecuencias: (a) aceleraciones, (b) velocidades, (c) desplazamientos; (I) sin corregir y (II) corregidos; (d) espectro de aceleraciones, (e) amplitudes de Fourier

El espectro de aceleraciones y el espectro de amplitudes de Fourier, para el sismo original y el sismo filtrado, se muestran en la Figura 2(d) y (e), respectivamente. Estos espectros deben examinarse para asegurar que el filtrado de frecuencias no haya alterado significativamente el sismo original.

## 2.5. MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

El método de Mononobe-Okabe es una extensión de la teoría de la cuña activa de Coulomb, tomando en cuenta fuerzas inerciales (horizontal y vertical) que actúan sobre el suelo. Se hacen las siguientes suposiciones:

- 1) El muro, sobre el cual actúa la fuerza sísmica, puede ceder lo suficiente para que el suelo desarrolle toda su resistencia.
- 2) El suelo no presenta cohesión, con un ángulo de fricción interna  $\phi$ .
- 3) El suelo no está saturado, así no surgen problemas de licuación.

Para un túnel rectangular, el suelo y la estructura se moverían juntos, haciendo poco probable que se forme una cuña activa. Por consiguiente, su aplicabilidad en el diseño sísmico de estructuras subterráneas ha sido sujeta a controversia. A pesar de este inconveniente, el método ha demostrado servir como una medida razonablemente segura contra empujes dinámicos de tierra, para túneles superficiales. (Wang, 1993). La aplicación del método de Mononobe-Okabe para estructuras subterráneas puede encontrarse en Kaul (2010).

Según la norma AASHTO (2017), sección A11.3.1, en la cual se calcula la presión activa sísmica con el método de Mononobe-Okabe, el coeficiente sísmico de presión activa de tierra es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (7)$$

Donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna,  $\beta$  es la pendiente del muro respecto a la vertical,  $\delta$  es el ángulo de fricción de la interface suelo-muro,  $i$  es el ángulo de la pendiente del suelo, y  $\theta$  es el ángulo de inercia sísmica.

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (8)$$

$k_v$  es el coeficiente de aceleración vertical,  $k_h$  es el coeficiente de aceleración horizontal.

La fuerza dinámica de presión activa de tierra viene dada por:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_{AE} (1 - k_v) \quad (9)$$

Donde  $H$  es la altura del estrato de suelo y  $\gamma_s$  es el peso específico del suelo.  $P_{AE}$  puede expresarse como la suma de la fuerza estática de presión activa de tierra ( $P_A$ ) y el incremento de la fuerza dinámica de presión activa de tierra ( $\Delta P_{AE}$ ):

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (10) \quad ; \quad P_A = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_A \quad (11)$$

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot [K_{AE} (1 - k_v) - K_A] \quad (12)$$

Donde  $K_A$  es el coeficiente de presión activa de tierra.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta)} \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (13)$$

Seed y Whitman (1970) sugieren que la ubicación de  $P_{AE}$  puede hallarse asumiendo que  $P_A$  actúa a  $H/3$  desde el fondo de la pared; y  $\Delta P_{AE}$ , a  $0.6H$ .

Los valores de  $K_{AE}$ ,  $\theta$  y  $P_{AE}$ , diferirán de las ecuaciones (7), (8) y (9), ante la presencia de nivel freático ( $NF$ ). La presión del agua altera la ubicación de la superficie de falla crítica y, por lo tanto, el valor de  $P_{AE}$  (Ebeling y Morrison, 1992).

### 2.5.1. Suelos sumergidos

Al asumir que el sismo no genera exceso de presión de poros, Matsuzawa et al. (1985) sugieren 2 condiciones límites para analizar: (a) suelos de baja permeabilidad ( $k < 1 \times 10^{-3}$  cm/s), donde el agua se mueve junto al esqueleto del suelo; y (b) suelos de alta permeabilidad ( $k > 1 \times 10^{-1}$  cm/s), donde el agua puede moverse independientemente del esqueleto del suelo.

#### (a) Agua restringida

Matsuzawa et al. (1985) sugieren usar el coeficiente sísmico horizontal equivalente  $k_{he1}$ , y el ángulo sísmico equivalente  $\theta_{e1}$ :

$$k_{he1} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b} k_h \quad (14) \quad ; \quad \theta_{e1} = \arctan\left(\frac{k_{he1}}{1 - k_v}\right) \quad (15)$$

Donde  $\gamma_{sat}$  es el peso específico saturado del suelo,  $\gamma_b$  es el peso específico sumergido del suelo ( $\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ) y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua. Al usar

$k_{he1}$ ,  $\theta_{e1}$  y  $\gamma_b$  en vez de  $k_h$ ,  $\theta$  y  $\gamma_s$  en las ecuaciones de Mononobe-Okabe, se obtiene  $P_{AE}$ , a la cual se deberá agregar la presión hidrostática del agua.

(b) *Agua libre*

Matsuzawa et al. (1985) sugieren que el empuje activo total se compone de:

1) Un empuje del esqueleto del suelo,  $P_{AE}$ , calculado con:

$$k_{he2} = \frac{\gamma_d}{\gamma_b} k_h \quad (16) \quad ; \quad \theta_{e2} = \arctan\left(\frac{k_{he2}}{1 - k_v}\right) \quad (17)$$

Donde  $\gamma_d$  es el peso específico del suelo seco. Se usa  $\gamma_b$  en vez de  $\gamma_s$  en la ecuación (9) para el cálculo de  $P_{AE}$ .

2) La fuerza de la presión hidrodinámica del agua libre dentro del suelo,  $P_{wd}$ , dada por Westergaard (1933):

$$P_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w (H_w)^2 \quad (18) \quad ; \quad p_{wd} = \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H_w \cdot z} \quad (19)$$

Donde  $H_w$  es la altura de la capa de agua y  $p_{wd}$  es la presión hidrodinámica de Westergaard a una profundidad  $z$  (medida desde el  $NF$ ).

A este empuje total ( $P_{AE} + P_{wd}$ ) se le deberá agregar la presión hidrostática del agua.

### 2.5.2. Suelos parcialmente sumergidos

Situaciones de suelos parcialmente sumergidos pueden resolverse mediante el promedio ponderado de sus pesos específicos, basado en el volumen del suelo en la cuña de falla sobre y debajo del nivel freático, ver Figura 3. Esto resulta en un peso específico equivalente del suelo  $\gamma_e$ , calculado según Ebeling y Morrison (1992) como:

$$\gamma_e = \gamma_b \left(\frac{h_1}{H}\right)^2 + \gamma_s \left[1 - \left(\frac{h_1}{H}\right)^2\right] \quad (20)$$

Donde  $\gamma_s$  es el peso específico del suelo (sobre el  $NF$ ),  $h_1$  es la altura del estrato de suelo debajo del nivel freático. Se usa  $\gamma_e$  en vez de  $\gamma_s$  en la ecuación (9) para el cálculo de  $P_{AE}$ .

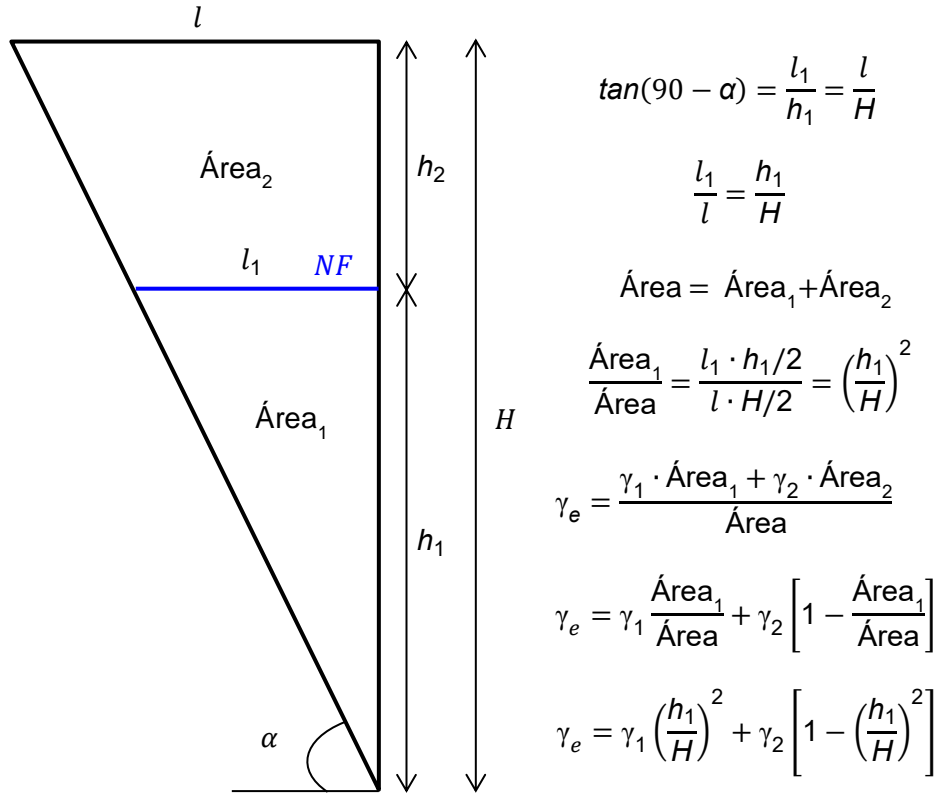


Figura 3. Peso específico equivalente para suelos parcialmente sumergidos  
(Ebeling y Morrison, 1992)

(a) *Agua restringida*

De la Figura 3, la ecuación (14) puede extenderse, para suelos parcialmente sumergidos, según la *World Association for Waterborne Transport Infrastructure* (PIANC, 2001), como:

$$k_{he4} = \left( \frac{\gamma_{sat} \cdot h_1^2 + 2\gamma_s \cdot h_1 \cdot h_2 + \gamma_s \cdot h_2^2}{\gamma_b \cdot h_1^2 + 2\gamma_s \cdot h_1 \cdot h_2 + \gamma_s \cdot h_2^2} \right) k_h \quad (21)$$

Donde  $h_2$  es la altura del estrato de suelo sobre el nivel freático.

(b) *Agua libre*

De la Figura 3, la ecuación (16) puede extenderse, para suelos parcialmente sumergidos, como:

$$k_{he5} = \left( \frac{\gamma_d \cdot h_1^2 + 2\gamma_s \cdot h_1 \cdot h_2 + \gamma_s \cdot h_2^2}{\gamma_b \cdot h_1^2 + 2\gamma_s \cdot h_1 \cdot h_2 + \gamma_s \cdot h_2^2} \right) k_h \quad (22)$$

2.5.3. Valor límite de la aceleración horizontal

Según Zarrabi-Kashani (1978),  $k_h$  está limitado a:

$$k_{h-max} = (1 - k_v) \tan(\phi - i) \quad (23)$$

Cuando  $k_h$  es igual a  $k_{h-max}$ , la superficie de falla es paralela a la superficie del suelo (caso de cuña infinita), la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla alcanza su máximo valor y la cuña de suelo raya en la inestabilidad (Ebeling y Morrison, 1992).

## 2.6. MÉTODO DE DEFORMACIÓN POR RACKING

Varios autores como Wang (1993) y Hashash (2001) expusieron que las deformaciones del suelo y la interacción suelo-estructura controlan las cargas impuestas por el sismo en estructuras subterráneas. Para túneles del tipo *cut-and-cover* (cortar y cubrir) —procedimiento constructivo donde se excava la cavidad del túnel, se construye y luego se cubre el túnel—, el efecto sísmico dominante es la deformación horizontal relativa entre la losa superior e inferior (deformación por racking). Para túneles perforados, por ejemplo con una tuneladora, el efecto sísmico se denomina *ovaling effect* (Wang, 1993).

Wang expuso un método simplificado para el análisis de túneles *cut-and-cover*, al cual muchos ingenieros llaman el método de deformación por Racking. En este método, se determina la deformación por racking en campo libre ( $\Delta_{campo-libre}$ ) y se convierte en la deformación por racking de la estructura ( $\Delta_{estructura}$ ), usando el coeficiente de racking ( $R$ ), ver Figura 4(a), mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{estructura} = R \cdot \Delta_{campo-libre} \quad (24)$$

El coeficiente de racking se obtiene de la Figura 4(b), donde el factor de flexibilidad se calcula de la siguiente ecuación (Wang, 1993):

$$F = (G \cdot L)/(S_1 \cdot H) \quad (25)$$

Donde  $G$  es el módulo de corte del suelo (entre los niveles de techo y fondo del túnel),  $L$  y  $H$  son el ancho y alto (totales) de la sección transversal del túnel, respectivamente. La rigidez lateral del túnel ( $S_1$ ) es simplemente la inversa del desplazamiento causado por una fuerza unitaria, ver Figura 5(a) con  $P = 1$  t.

Luego, la deformación por racking se aplica a la estructura, considerando el método de carga estática equivalente más crítico, mostrado en la Figura 5. Así, el túnel es diseñado para resistir la deformación impuesta por el suelo durante el sismo. Este método está indicado en el Manual de Túneles (AASHTO, 2010) y es uno de los métodos más usados en el diseño sísmico de túneles *cut-and-cover*.

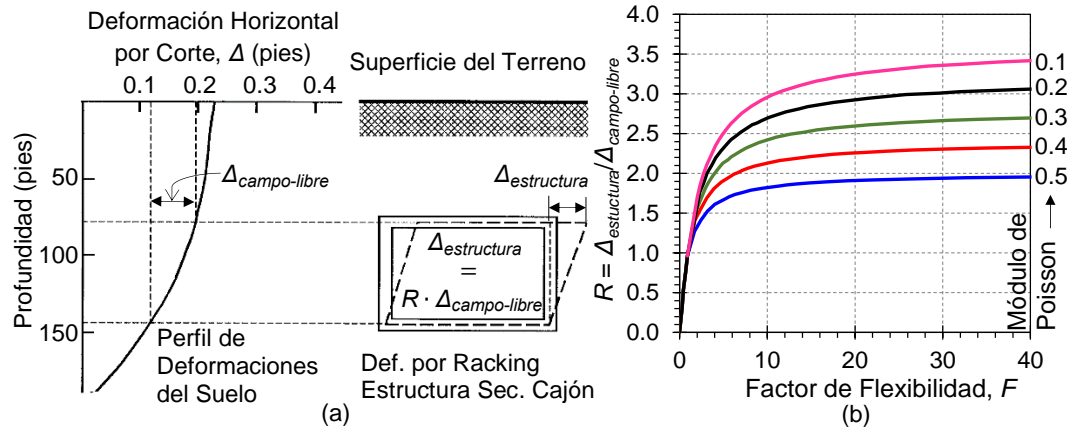


Figura 4. (a) Deformación por racking de una estructura de sección cajón; (b) coeficiente de racking (Wang, 1993)

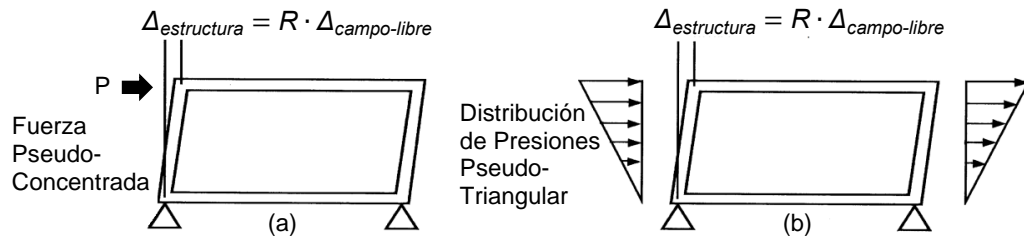


Figura 5. Modelo simplificado, elementos tipo barra (Wang, 1993): (a) fuerza pseudo-concentrada (túneles profundos); (b) distribución de presiones pseudo-triangular (túneles superficiales)

## 2.7. ANÁLISIS NUMÉRICO CON DEEPSOIL

DEEPSOIL (Hashash et al., 2016) es un programa de análisis unidimensional (1D) de respuesta de sitio que puede llevar a cabo: a) análisis 1D no lineales en el dominio del tiempo con y sin generación de presión de poros, y b) análisis 1D lineales equivalentes en el dominio de la frecuencia.

### 2.7.1. Análisis unidimensional de respuesta de sitio

La Figura 6 muestra algunos términos usados en el análisis de respuesta de sitio. El “free surface motion” es el movimiento en la superficie del depósito de suelo. El “bedrock motion” es el movimiento en la base del depósito de suelo (roca base). El “rock outcropping motion” es el movimiento donde la roca base está expuesta en la superficie del terreno (roca aflorante). El “incoming motion” es el movimiento entrante (sismo).

La respuesta de sitio se usa para determinar la respuesta del depósito de suelo al movimiento de la roca base inmediatamente debajo de él.

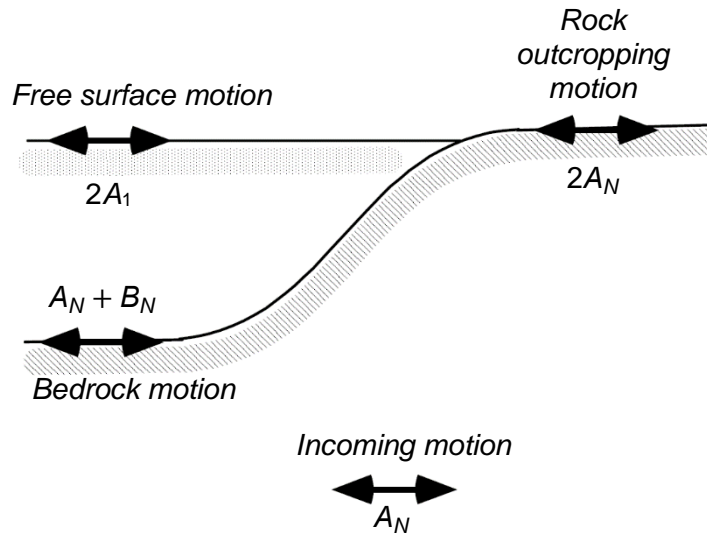


Figura 6. Términos usados en el análisis de respuesta de sitio  
(Bardet et al., 2000)

El procedimiento para el análisis de respuesta de sitio consiste de los siguientes pasos (Park y Hashash, 2004):

- 1) Definir las propiedades del perfil de suelo como la densidad y velocidad de onda de corte.
- 2) Definir el movimiento del terreno en la roca base.
- 3) Definir la respuesta cíclica del suelo (rigidez y amortiguamiento). La respuesta del suelo puede representarse como lineal, lineal equivalente o no lineal.
- 4) Calcular el movimiento del terreno a través del perfil de suelo al resolver la ecuación de movimiento de propagación de ondas y equilibrio dinámico.

La Figura 7(a) muestra las hipótesis para el análisis unidimensional de respuesta de sitio. Las ondas de corte se propagan verticalmente en un sistema unidimensional de estratos, en el cual los estratos del suelo se asumen: (1) horizontalmente homogéneos, (2) de extensión horizontal infinita, y (3) sujetos solo a movimientos horizontales desde la roca base (Bardet y Tobita, 2001).

#### 2.7.2. Modelamiento de la base de la columna de suelo

Una vez definida la columna de suelo, se debe modelar la base debajo de dicha columna. Esta base puede modelarse como una base elástica o una base rígida, dependiendo de la ubicación donde el sismo fue registrado (Hashash et al., 2010).

Una base rígida implica un borde fijo en la base de la columna de suelo, que reflejará completamente cualquier onda descendente de regreso a la columna de



suelo. En este caso, el movimiento de la base no es afectado por los movimientos dentro de la columna de suelo que yace sobre esta. Si el movimiento sísmico fue obtenido dentro de una columna de suelo (*within motion*) —por ejemplo, de análisis 1D de respuesta de sitio (Pestana, 2016)— se debe elegir una base rígida para representar correctamente el movimiento en la base (Kwok et al., 2007).

Una base elástica permite solo una reflexión parcial de ondas descendentes de regreso a la columna de suelo. Esto permite que parte de la energía de onda elástica sea disipada dentro de la roca base. Si se usa un movimiento de roca aflorante (*rock outcropping motion*), que es la situación más común, se debe elegir una base elástica para considerar el amortiguamiento por radiación de la energía de onda elástica, a medida que las ondas se propagan a través de la roca hasta el afloramiento (Hashash et al., 2010). En este caso, el movimiento de la base depende de las propiedades de la roca base y del suelo sobre esta (Hudson et al., 1994).

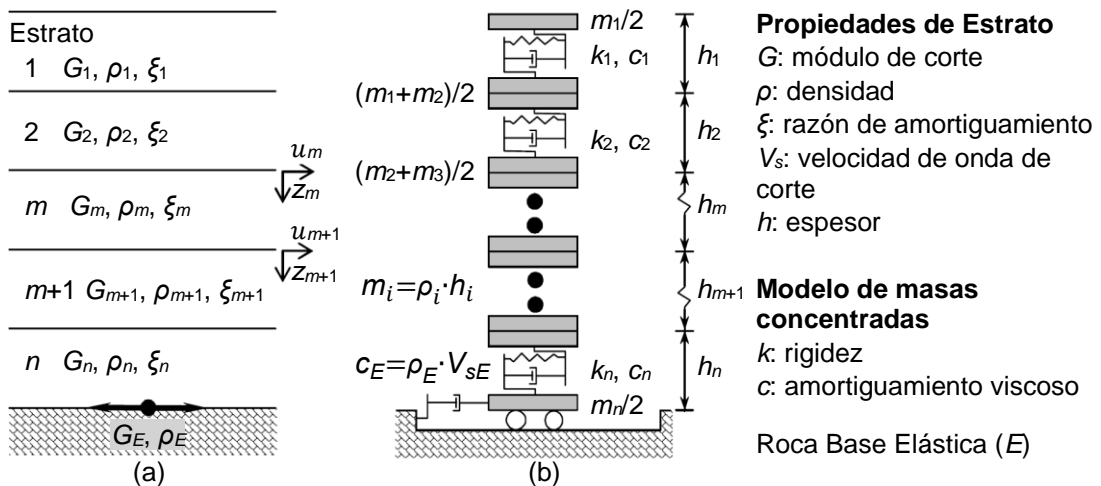


Figura 7. Estratigrafía Idealizada: (a) columna de estratos de suelo para análisis lineal equivalente; (b) sistema de varios grados de libertad para análisis no lineal (adaptado de Park y Hashash, 2004)

### 2.7.3. Comportamiento cíclico del suelo

En análisis de respuesta de sitio, se necesitan conocer las propiedades del suelo, incluyendo el módulo de corte y el comportamiento cíclico del suelo. El módulo de corte se estima mediante ensayos de campo como, por ejemplo, el MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves* o Análisis Multicanal de Ondas de Superficie). El comportamiento cíclico del suelo se caracteriza mediante ensayos de laboratorio, como el de la columna resonante, triaxial cíclico, o corte simple.

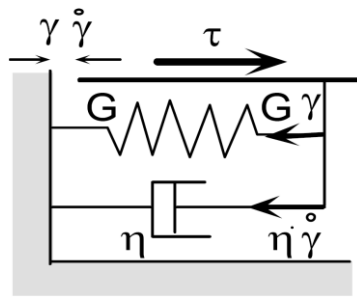
La respuesta típica de una muestra de suelo sometida a carga cíclica se idealiza mediante lazos de histéresis, ver sección 2.8.5, Figura 16. En lugar de definir un lazo de histéresis, el comportamiento cíclico del suelo usualmente se representa con curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento, ver sección 3.7, Figura 23. La curva de degradación del módulo de corte relaciona el módulo de corte secante con la deformación unitaria. Mientras que la curva de amortiguamiento relaciona la energía disipada en un ciclo de carga con la deformación unitaria (Park y Hashash, 2004).

#### 2.7.4. Modelo lineal equivalente para respuesta de sitio

El modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt es una forma sencilla de representar la respuesta de esfuerzo-deformación del suelo, ver Figura 8. El esfuerzo cortante ( $\tau$ ) depende de la deformación unitaria por corte ( $\gamma$ ) y su derivada ( $\dot{\gamma}$ ), como:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (26)$$

Donde  $\eta$  es la viscosidad,  $\gamma$  y  $\dot{\gamma}$  se definen a partir del desplazamiento  $u(z, t)$  en la profundidad  $z$  y tiempo  $t$ , como:



$$\gamma = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \quad ; \quad (27)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z \cdot \partial t}$$

Figura 8. Modelo viscoelástico de Kelvin Voigt (Bardet et al., 2000)

#### 2.7.5. Modelo no lineal para respuesta de sitio

El comportamiento no lineal del suelo puede representarse con un modelo de corte simple. El cual se caracteriza por una curva esqueleto y reglas para representar el comportamiento de descarga y recarga del suelo. La curva esqueleto es la curva esfuerzo-deformación inicial, donde la carga va aumentando sin producirse descargas.

El modelo no lineal incluido en DEEPSOIL se basa en el modelo hiperbólico modificado de corte simple, desarrollado por Matasovic y Vucetic (1995):

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \beta \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (28) \quad ; \text{ donde } \quad \gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (29)$$

Donde  $G_0$  es el módulo de corte a pequeñas deformaciones,  $\gamma_r$  es la deformación unitaria por corte de referencia,  $\beta$  y  $s$  son parámetros del modelo, y  $\tau_{max}$  es el esfuerzo cortante en la falla.

Las reglas de Masing extendidas (Pyke, 1979; Vucetic, 1990) definen los criterios de descarga-recarga y el comportamiento bajo condiciones generales de carga cíclica, ver sección 2.8.5, Figura 16:

- 1) La curva esfuerzo-deformación sigue la curva esqueleto para la carga inicial.
- 2) Si en un punto ocurre inversión de esfuerzos, la curva esfuerzo-deformación es idéntica a la forma de la curva esqueleto, pero aumentada al doble.
- 3) Si la curva de descarga o recarga excede la deformación máxima anterior e interseca la curva esqueleto, sigue la curva esqueleto hasta la próxima inversión de esfuerzos.
- 4) Si una curva de descarga o recarga cruza una curva de descarga o recarga del ciclo anterior, la curva esfuerzo-deformación sigue a esa del ciclo anterior.

Al calcular el amortiguamiento histerético, usando los lazos esfuerzo-deformación de descarga y recarga y las reglas de Masing extendidas, se puede sobrestimar el amortiguamiento para grandes deformaciones (Kwok et al., 2007). Phillips y Hashash (2009) plantearon un modelo con un factor de reducción,  $F(\gamma_{max})$ , que modifica efectivamente las reglas de Masing extendidas. Resultando en un mejor ajuste con las curvas de amortiguamiento para grandes deformaciones.  $F(\gamma_{max})$  reduce el amortiguamiento histerético y se calcula como:

$$F(\gamma_{max}) = P_1 - P_2 \left( 1 - \frac{G_{\gamma_{max}}}{G_0} \right)^{P_3} \quad (30)$$

Donde  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  son parámetros adimensionales seleccionados para obtener el mejor ajuste posible con las curvas de amortiguamiento.  $\gamma_{max}$  es la máxima deformación unitaria por corte experimentada por el suelo.

#### 2.7.6. Formulación numérica para análisis 1D de respuesta de sitio

La ecuación de movimiento para ondas de corte que se propagan verticalmente en un medio ilimitado es:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (31)$$

Donde  $\rho$  es la densidad del suelo en un estrato. Al asumir el modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, reemplazando las ecuaciones (26) y (27) en (31), se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \cdot \partial t} \quad (32)$$

### 2.7.7. Solución en el dominio de la frecuencia

Para el caso de una onda de corte armónica, la solución de la ecuación (32) es:

$$u(z, t) = A \cdot e^{i(kz + \omega t)} + B \cdot e^{-i(kz - \omega t)} \quad (33)$$

Donde  $A$  y  $B$  son las amplitudes de las ondas de corte viajando hacia arriba ( $-z$ ) y hacia abajo ( $+z$ ), respectivamente;  $\omega$  es la frecuencia angular y  $k$  es el número de onda complejo:

$$k^2 = \frac{\rho \omega^2}{G + i\omega \eta} = \frac{\rho \omega^2}{G^*} \quad (34)$$

En la cual,  $G^*$  es el módulo de corte complejo. La razón de amortiguamiento  $\xi$  se relaciona a la viscosidad  $\eta$  por:  $2G\xi = \omega\eta$ . De esta forma  $G^*$  puede considerarse independiente de la frecuencia:

$$G^* = G + i\omega \eta = G(1 + 2i\xi) \quad (35)$$

La ecuación (33) es válida para cada estrato de la Figura 7(a). Al introducir la coordenada local de profundidad  $z$  para cada estrato, los desplazamientos en el tope y fondo del estrato  $m$  son:

$$u(z_m=0, t) = u_m = (A_m + B_m)e^{i\omega t} \quad (36)$$

$$u(z_m=h_m, t) = u_{m+1} = (A_m \cdot e^{ik_m h_m} + B_m \cdot e^{-ik_m h_m})e^{i\omega t}$$

De las ecuaciones (26) y (27), el esfuerzo cortante en un plano horizontal es:

$$\tau(z, t) = G \cdot \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z \cdot \partial t} = G^* \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (37)$$

O por la ecuación (33):

$$\tau(z, t) = ikG^*(A \cdot e^{ikz} - B \cdot e^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (38)$$

Los esfuerzos cortantes en el tope y fondo del estrato  $m$  son:

$$\tau(z_m=0, t) = \tau_m = ik_m G_m^*(A_m - B_m)e^{i\omega t} \quad (39)$$

$$\tau(z_m=h_m, t) = \tau_{m+1} = ik_m G_m^*(A_m \cdot e^{ik_m h_m} - B_m \cdot e^{-ik_m h_m})e^{i\omega t}$$

Los desplazamientos y esfuerzos cortantes en el fondo de la capa  $m$  deben ser iguales a los del tope de la capa  $m+1$ . Aplicando esto, se obtienen las fórmulas de recurrencia para dos capas sucesivas:

$$\begin{aligned} A_{m+1} &= \frac{1}{2}A_m(1 + \alpha_m)e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2}B_m(1 - \alpha_m)e^{-ik_m h_m} \\ B_{m+1} &= \frac{1}{2}A_m(1 - \alpha_m)e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2}B_m(1 + \alpha_m)e^{-ik_m h_m} \end{aligned} \quad (40)$$

Donde  $\alpha_m$  es la razón de impedancia compleja:

$$\alpha_m = \left( \frac{\rho_m \cdot G_m^*}{\rho_{m+1} \cdot G_{m+1}^*} \right)^{1/2} \quad (41)$$

El algoritmo recursivo se inicia en el tope del estrato 1 (superficie libre), donde el esfuerzo cortante es cero. La ecuación (39), para  $z_1 = 0$ , da  $A_1 = B_1$ . Luego se aplica la ecuación (40) sucesivamente para los demás estratos. El movimiento en cualquier estrato puede calcularse fácilmente a partir del movimiento de cualquier otro estrato, por medio de la función de transferencia  $F_{ij}$  que relaciona los desplazamientos en el tope de los estratos  $i$  y  $j$ :

$$F_{ij}(\omega) = \frac{u_i}{u_j} = \frac{A_i + B_i}{A_j + B_j} \quad (42)$$

La velocidad  $\dot{u}(z, t)$  y aceleración  $\ddot{u}(z, t)$  se relacionan al desplazamiento por:

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad ; \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (43)$$

Por lo tanto,  $F_{ij}$  también es la función de transferencia que relaciona las velocidades y aceleraciones en el tope de los estratos  $i$  y  $j$ :

$$F_{ij}(\omega) = \frac{u_i}{u_j} = \frac{\dot{u}_i}{\dot{u}_j} = \frac{\ddot{u}_i}{\ddot{u}_j} = \frac{A_i + B_i}{A_j + B_j} \quad (44)$$

Como muestra la Figura 6, la onda de corte entrante, que se propaga verticalmente hacia arriba, tiene amplitud  $A_N$ . La amplitud del movimiento en la roca base es  $A_N + B_N$  y la de la roca aflorante es  $2A_N$ , debido a que no hay esfuerzo cortante en superficies libres ( $A_N = B_N$ ). Por lo tanto, la función de transferencia entre el movimiento de la roca base y la roca aflorante es:

$$F_{NN}(\omega) = \frac{2A_N}{A_N + B_N} \quad (45)$$

La deformación unitaria por corte a la profundidad  $z$  y tiempo  $t$  puede derivarse de la ecuación (33):

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik(A \cdot e^{ikz} - B \cdot e^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (46)$$

El esfuerzo cortante correspondiente a la profundidad  $z$  y tiempo  $t$  es:

$$\tau(z, t) = G^* \cdot \gamma(z, t) \quad (47)$$

La solución de la ecuación de movimiento (32) puede extenderse para movimientos que varían arbitrariamente en el tiempo (como son los movimientos sísmicos), mediante la transformada discreta de Fourier. Con la cual, un movimiento sísmico puede representarse como una suma finita de ondas armónicas. Luego se calcula la respuesta para cada onda armónica. Finalmente, se combinan estas respuestas para obtener la respuesta del movimiento sísmico. A esto se le conoce como el análisis en el dominio de la frecuencia. El detalle de esta solución puede encontrarse en Schnabel et al., 1972.

#### 2.7.8. Análisis lineal equivalente

Para análisis lineales equivalentes, DEEPSOIL emplea un procedimiento iterativo en la selección del módulo de corte  $G$  y razón de amortiguamiento  $\xi$ . El cual fue desarrollado en el programa de cómputo SHAKE (Schnabel et al., 1972), y se describe a continuación.

Como se muestra en la Figura 9, se resuelve la ecuación de movimiento (32) con valores iniciales  $G_0$  y  $\xi_0$  (para pequeñas deformaciones); después, para cada estrato, se calcula la máxima deformación unitaria por corte  $\gamma_{max}$  y la deformación unitaria por corte efectiva  $\gamma_{ef}$ , (se recomienda usar  $\gamma_{ef} = 0.65\gamma_{max}$ ). Luego se hallan los valores  $G_1$  y  $\xi_1$  correspondientes a  $\gamma_{ef}$ , para la siguiente iteración. El proceso se repite hasta que los valores calculados de  $G$  y  $\xi$ , en 2 iteraciones sucesivas, es menor a cierto valor en todos los estratos. Normalmente 8 iteraciones son suficientes para alcanzar la convergencia.

La limitación principal del análisis lineal equivalente es el uso de módulos de corte y amortiguamientos constantes a lo largo del análisis. Además, representa al suelo como un material viscoelástico. Al propagarse un movimiento sísmico fuerte, para el cual se espera una gran  $\gamma_{ef}$ , usar valores constantes de  $G$  y  $\xi$  no toma en cuenta el cambio de las propiedades del suelo con la variación de  $\gamma$ . Pudiendo filtrar

componentes importantes de alta frecuencia y sobreestimar la rigidez para deformaciones grandes (Park y Hashash, 2004).

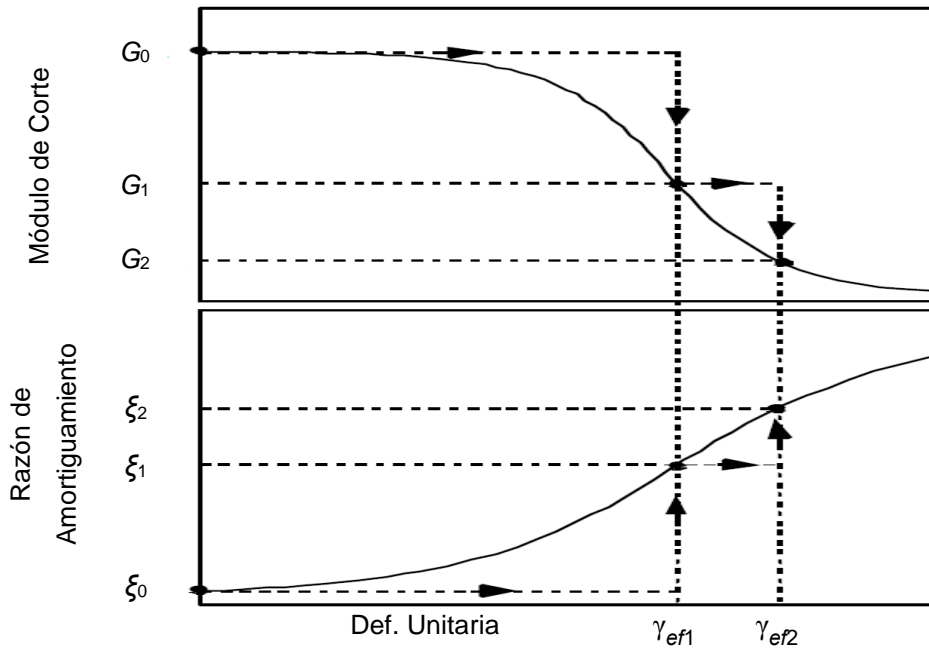


Figura 9. Esquema de iteración del análisis lineal equivalente (Bardet et al., 2000)

### 2.7.9. Análisis no lineal

El análisis lineal equivalente solo permite una representación lineal viscoelástica del comportamiento real no lineal de suelo. En la propagación de movimientos sísmicos fuertes, la variación de la deformación unitaria durante el sismo es significativa y no puede aproximarse por una deformación unitaria representativa a lo largo de la excitación. El verdadero comportamiento no lineal solo se puede simular a través de análisis en el dominio del tiempo, usando un esquema de integración de paso en el tiempo (Park y Hashash, 2004).

En análisis 1D en el dominio del tiempo, el suelo mostrado en la Figura 7(a) se idealiza como el sistema de masas concentradas de la Figura 7(b). Cada estrato  $i$  se representa por su correspondiente masa  $m_i$ , rigidez  $k_i$  y amortiguamiento viscoso  $c_i$ .

La rigidez del estrato  $i$  es:  $k_i = G_i/h_i$ . Donde  $G_i$  es el módulo de corte y  $h_i$  es el espesor del estrato  $i$ . Para un material lineal-elástico,  $G_i$  es constante. Al usar un modelo no lineal,  $k_i$  es la rigidez tangente del modelo de corte simple y se actualiza para cada paso de tiempo (Park y Hashash, 2004).

Su ecuación de movimiento es:

$$\underline{\underline{M}} \cdot \underline{\ddot{u}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\dot{u}} + \underline{\underline{K}} \cdot \underline{u} = -\underline{\underline{M}} \cdot \underline{l} \cdot \ddot{u}_g \quad (48)$$

Donde  $\underline{\underline{M}}$  es la matriz de masa,  $\underline{\underline{C}}$  es la matriz de amortiguamiento viscoso,  $\underline{\underline{K}}$  es la matriz de rigidez,  $\underline{u}$ ,  $\underline{\dot{u}}$ ,  $\underline{\ddot{u}}$  son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración relativos al terreno, respectivamente.  $\underline{l}$  es un vector con cada elemento igual a uno, y  $\ddot{u}_g$  es la aceleración del terreno. La ecuación de movimiento (48) se resuelve numéricamente para cada paso de tiempo. DEEPSOIL resuelve las ecuaciones de movimiento con el método de Newmark, el cual se explica en la sección 2.8.9.

## 2.8. ANÁLISIS NUMÉRICO CON PLAXIS 2D

### 2.8.1. Elementos de suelo

PLAXIS 2D utiliza elementos triangulares de 6 nodos o de 15 nodos para modelar el suelo, ver Figura 10. El elemento triangular de 15 nodos es el elemento por defecto y es el que se usa para análisis dinámico. Este provee una interpolación de cuarto orden para desplazamientos y la integración numérica incluye doce puntos de esfuerzo. Para el elemento triangular de 6 nodos, el orden de interpolación es dos y la integración numérica incluye tres puntos de esfuerzo.

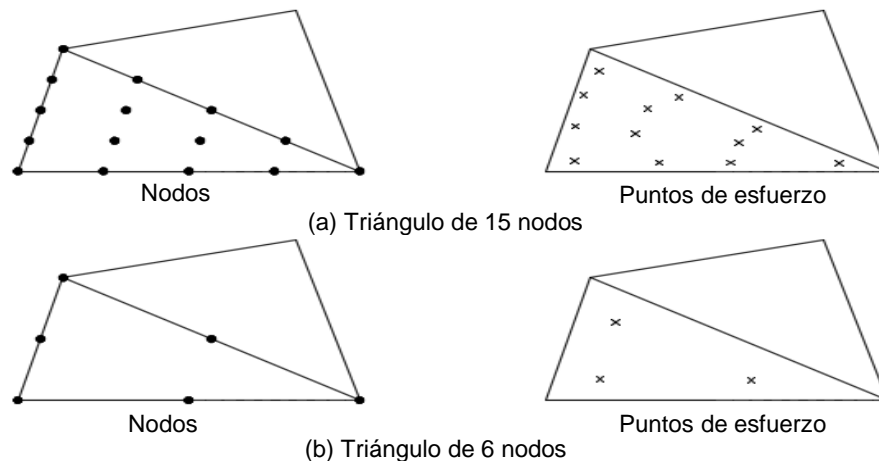


Figura 10. Posición de nodos y puntos de esfuerzo en elementos de suelo: (a) 15 nodos; (b) 6 nodos

### 2.8.2. Elementos tipo *Plate*

Los elementos tipo *plate* se usan para modelar estructuras de significativa rigidez flexional ( $E \cdot I$ ) y rigidez axial ( $E \cdot A$ ), como las losas y muros de un túnel.  $E$ ,  $I$ ,  $A$  son el módulo de elasticidad, momento de inercia y el área de la sección transversal del elemento, respectivamente.



Los elementos *plate* se componen de elementos viga (elementos de línea) con 3 grados de libertad por nodo: 2 traslacionales y uno rotacional. Los elementos *plate* se definen con 5 nodos al usar elementos de suelo de 15 nodos; mientras que los elementos *plate* de 3 nodos se usan con los elementos de suelo de 6 nodos, ver Figura 11. Los elementos viga se basan en la teoría de vigas de Mindlin (Bathe, 1982). Esta teoría considera la deflexión de vigas debida a corte y a flexión. Además, el elemento puede cambiar su longitud al aplicar una fuerza axial. Los elementos viga pueden plastificarse si se alcanza una máxima carga axial o máximo momento flector prescrito.

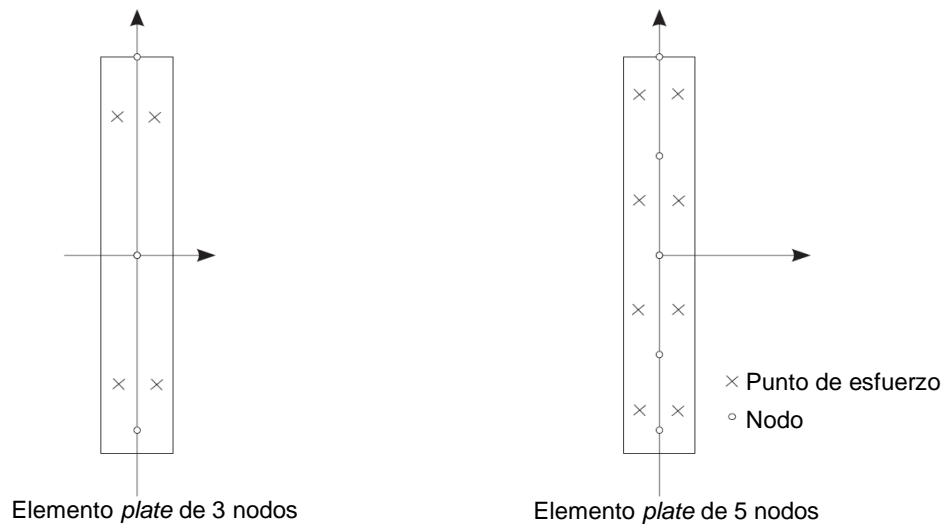


Figura 11. Posición de nodos y puntos de esfuerzo en elementos tipo *plate*

Los momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales se evalúan a partir de los esfuerzos en los puntos de esfuerzo y se extrapolan a los nodos del elemento. Los elementos *plate* de 3 nodos contienen 2 pares de puntos de esfuerzo; mientras que los elementos *plate* de 5 nodos contienen 4 pares de puntos de esfuerzo. La Figura 11 muestra elementos *plate* de 3 y 5 nodos, indicando sus nodos y puntos de esfuerzo.

### 2.8.3. Dimensión de los elementos

Según Kuhlemeyer y Lysmer (1973), el espaciamiento entre los nodos de los elementos finitos ( $\Delta l_{nodo}$ ) debe ser menor que aproximadamente un décimo a un octavo de la longitud de onda ( $\lambda_{min}$ ) asociada a la componente de frecuencia máxima del sismo ( $f_{max}$ ):

$$\Delta l_{nodo} \leq \frac{\lambda_{min}}{(8 - 10)} = \frac{V_{s-min}}{(8 - 10)f_{max}} \quad (49)$$

Donde  $V_{s-min}$  es la velocidad mínima de onda de corte.

#### 2.8.4. Modelamiento del material del suelo

Para el análisis sísmico, PLAXIS 2D modela el suelo con un tipo de material llamado modelo de suelo con endurecimiento con rigideces a pequeñas deformaciones, o su nombre en inglés "Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness" ( $HS_{small}$ ).

Modelos anteriores al  $HS_{small}$  asumían un comportamiento elástico del material durante la descarga y recarga. Sin embargo, el rango de deformaciones en el cual los suelos pueden considerarse realmente elásticos, por ejemplo, cuando se recuperan casi por completo de la deformación aplicada, es muy pequeño. Mientras se incrementa la deformación, la rigidez del suelo decae de forma no lineal. La gráfica de la rigidez del suelo versus el logaritmo de la deformación resulta en curvas de reducción de rigidez con forma de "S". La Figura 12 da un ejemplo de dicha curva. Además, señala las deformaciones de corte típicas que pueden medirse cerca de estructuras geotécnicas y los rangos de deformación aplicables para ensayos de laboratorio. Resulta que, para la deformación mínima que puede medirse con confianza en ensayos de laboratorio clásicos (como, por ejemplo, ensayos triaxiales y edométricos sin instrumentación especial), la rigidez del suelo a menudo se reduce a menos de la mitad de su valor inicial.

La rigidez del suelo que debería usarse en el análisis de estructuras geotécnicas no es aquella que se relaciona al rango de deformaciones al final de la construcción. En lugar de eso, deberían tomarse en cuenta la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones y su dependencia no lineal a mayores deformaciones.

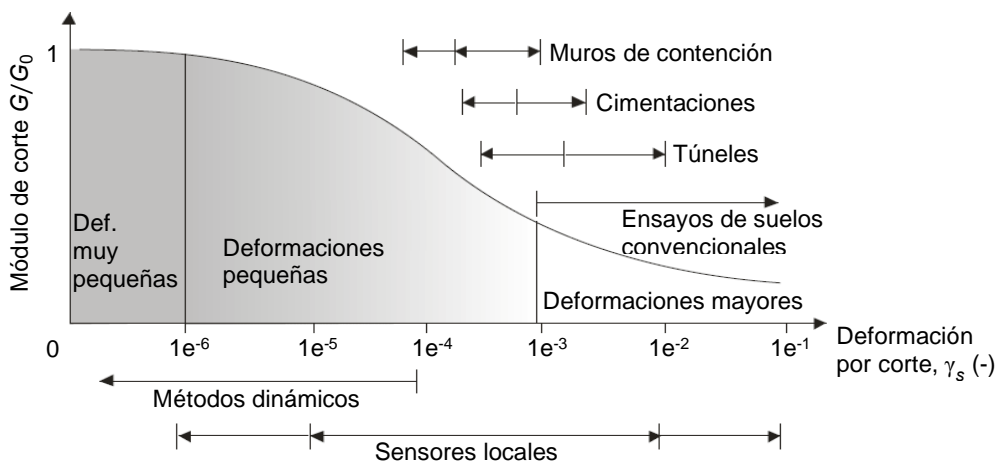


Figura 12. Comportamiento característico de rigidez-deformación con rangos de deformación típicos para ensayos de laboratorio y estructuras

Los parámetros de entrada para el  $HS_{small}$  son los siguientes:

- $c$  : cohesión.
- $\phi$  : ángulo de fricción interna.
- $\psi$  : ángulo de dilatancia.
- $m$  : potencia, dependencia rigidez-estado de esfuerzo.
- $E_{50}^{ref}$  : rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador, referente a una presión de confinamiento  $p^{ref}$ .
- $E_{oed}^{ref}$  : rigidez tangente para carga edométrica primaria, referente a una presión de confinamiento  $p^{ref}$ .
- $E_{ur}^{ref}$  : rigidez para descarga/recarga a deformaciones en ingeniería ( $\epsilon \approx 10^{-3}$  a  $10^{-2}$ ), referente a una presión de confinamiento  $p^{ref}$ .
- $\nu_{ur}$  : módulo de Poisson para descarga/recarga.
- $G_0^{ref}$  : módulo de corte a pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-6}$ ), referente a una presión de confinamiento  $p^{ref}$ .
- $\gamma_{0.7}$  : deformación unitaria por corte para  $G = 0.7G_0$ .

El  $HS_{small}$  usa una relación hiperbólica entre la deformación unitaria axial ( $\epsilon$ ) y el esfuerzo desviador ( $q$ ) para la carga triaxial primaria, ver Figura 13. Además, controla la dependencia del nivel de esfuerzos. En modelos de suelo más simples (lineales), se tiene que escoger un módulo de elasticidad fijo; mientras que, en realidad, esta rigidez depende del nivel de esfuerzos. Por eso, es necesario estimar los niveles de deformación del suelo y usarlos para obtener valores adecuados de rigidez. Con el  $HS_{small}$ , sin embargo, esta incómoda selección de parámetros no es requerida.

En vez de lo anterior, se define un módulo de rigidez  $E_{50}^{ref}$  para un esfuerzo efectivo principal menor de  $-\sigma'_3 = p^{ref}$ . Esta es la rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador, para una presión de celda igual a la presión de referencia  $p^{ref}$ . El programa usa  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  como valor por defecto.

El parámetro  $E_{50}$  es el módulo de rigidez dependiente de la presión de confinamiento para carga primaria, y es dado por la ecuación:

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

La rigidez real depende del esfuerzo efectivo principal menor ( $\sigma'_3$ ), que es la presión de confinamiento en un ensayo triaxial.  $\sigma'_3$  es negativo para compresión.

La potencia  $m$  indica la dependencia rigidez-estado de esfuerzo. Para simular un comportamiento de arcillas blandas,  $m$  debe ser igual a 1.0. Janbu (1963) reporta valores de  $m$  de alrededor de 0.5 para arenas y limos de Noruega. Von Soos (1990) reporta diferentes valores en el rango  $0.5 < m < 1.0$ .

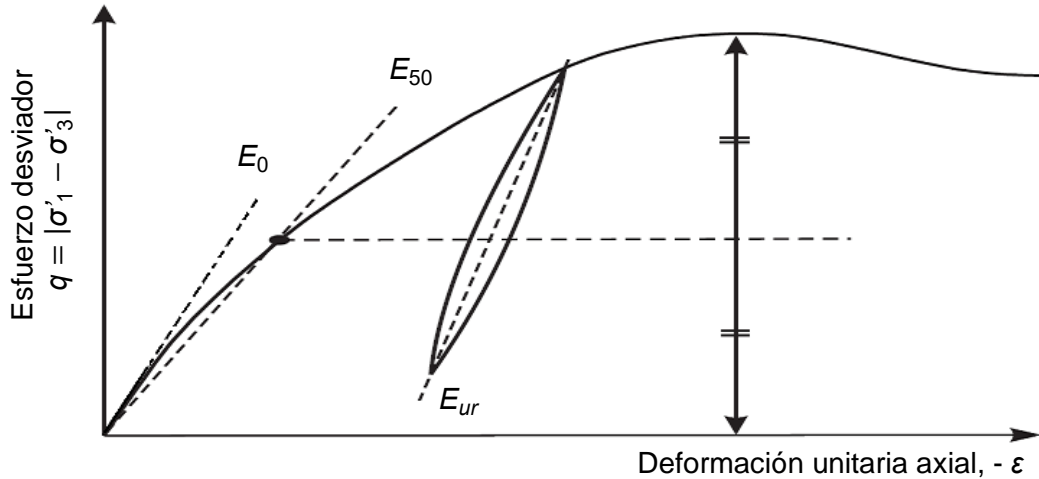


Figura 13. Ensayo triaxial, parámetros de rigidez  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  y  $E_0$

Para trayectorias de esfuerzo de descarga y recarga, otro módulo de rigidez dependiente del esfuerzo es utilizado:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (51)$$

Donde  $E_{ur}$  es la rigidez para descarga/recarga.

Según la ley de Hook de elasticidad isotrópica, la conversión entre el módulo de elasticidad inicial ( $E_0$ ) y el módulo de corte a pequeñas deformaciones ( $G_0$ ) se da mediante la ecuación (52). Como  $E_{ur}$  es una rigidez elástica, se puede escribir la ecuación (53), donde  $G_{ur}$  es un módulo de corte elástico para descarga/recarga.

$$E_0 = 2(1 + \nu_{ur})G_0 \quad (52) \quad ; \quad E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur})G_{ur} \quad (53)$$

La rigidez edométrica ( $E_{oed}$ ) viene dada por la siguiente ecuación:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (54)$$

Donde  $E_{oed}^{ref}$ , ver Figura 14, es la rigidez tangente para un esfuerzo efectivo principal mayor de  $-\sigma'_1 = p^{ref}$ . Notar que se usa  $\sigma'_1$  en vez de  $\sigma'_3$ , y se considera carga primaria. Como valores promedio para varios tipos de suelo, se puede usar  $E_{ur}$  igual a  $3E_{50}$  y  $E_{oed} \approx E_{50}$ .

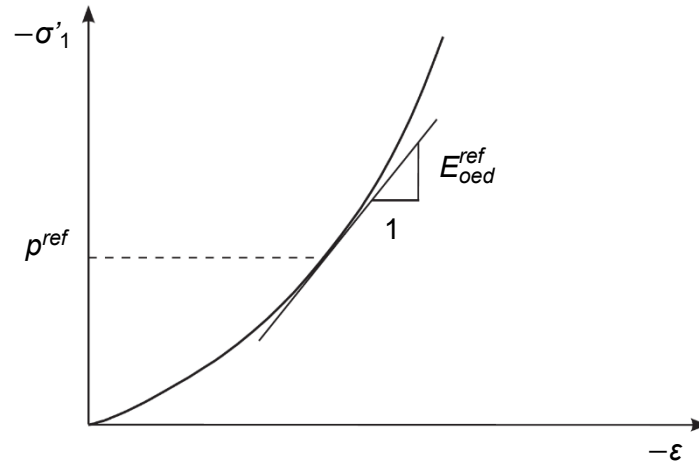


Figura 14. Definición de  $E_{oed}^{ref}$  en ensayos edométricos

Para reflejar la degradación del módulo de corte secante del suelo ( $G_s$ ) con la deformación, el modelo probablemente más usado en dinámica de suelos es la relación de Hardin-Drnevich. De datos experimentales, se encuentra que la curva de esfuerzo-deformación para pequeñas deformaciones puede ser descrita por una relación hiperbólica simple. La siguiente relación hiperbólica para mayores deformaciones fue propuesta por Hardin y Drnevich (1972):

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + |\gamma_s/\gamma_r|} \quad (55)$$

Donde  $\gamma_s$  es la deformación unitaria por corte del suelo,  $\gamma_r = \tau_{max}/G_0$  (ecuación (29), sección 2.7.5). Esencialmente, la ecuación (55) relaciona grandes deformaciones (en falla) con propiedades de pequeñas deformaciones, las cuales a menudo resultan bien.

El uso de un menor esfuerzo cortante límite ( $\tau_{max}$ ) es más sencillo y menos propenso al error. Santos y Correia (2001), sugieren el uso del esfuerzo cortante con  $\gamma_r = \gamma_{0.7}$ , en el cual el módulo de corte inicial ( $G_0$ ) se reduce al 70% de su valor original. La ecuación (55) puede describirse como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a|\gamma_s/\gamma_{0.7}|} \quad (56) \quad ; \text{ donde } a = 0.385$$

La Figura 15 muestra el ajuste de la relación modificada de Hardin-Drnevich, ecuación (56), a datos normalizados de ensayos.

Del módulo de corte secante ( $G_s$ ), ver ecuación (56), la relación esfuerzo-deformación es:

$$\tau = G_s \cdot \gamma = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + a \cdot \gamma_s / \gamma_{0.7}} \quad (57)$$

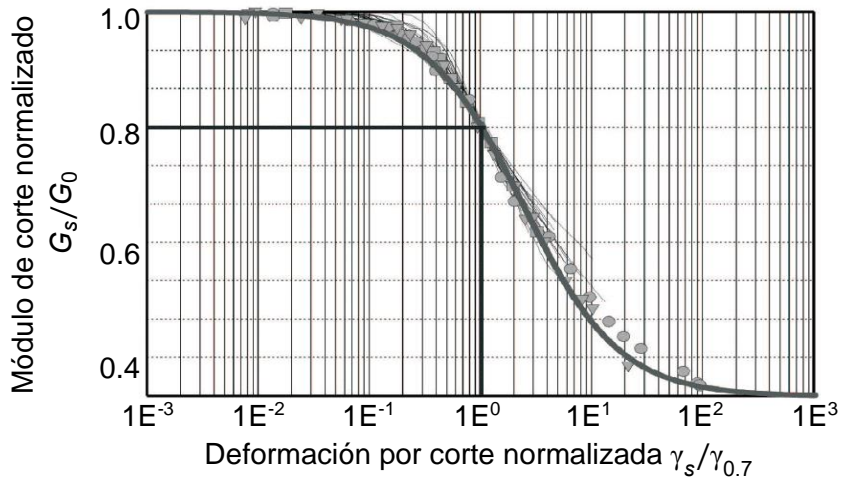


Figura 15. Relación de Hardin-Drnevich comparada a datos de ensayos por Santos y Correia (2001)

Tomando la derivada con respecto a la deformación unitaria por corte ( $\gamma$ ), se obtiene el módulo de corte tangente ( $G_t$ ):

$$G_t = \frac{G_0}{(1 + a \cdot \gamma_s / \gamma_{0.7})^2} \quad (58)$$

Esta curva de reducción de rigidez se extiende hasta el rango de deformaciones plásticas. En el  $HS_{small}$ , la degradación de la rigidez debida a deformación plástica se simula con endurecimiento por deformación. Por tal motivo, la curva de reducción de rigidez es limitada inferiormente por cierto valor, determinado por ensayos de laboratorio convencionales. El límite inferior del módulo de corte tangente ( $G_t$ ) se introduce en la rigidez de descarga-recarga ( $G_{ur}$ ):

$$G_t \geq G_{ur} \quad ; \text{ donde } \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (59)$$

La deformación límite donde  $G_t$  alcanza el valor de  $G_{ur}$  puede calcularse como:

$$\gamma_{limite} = \frac{\gamma_{0.7}}{a} (\sqrt{G_0/G_{ur}} - 1) \quad (60)$$

El módulo corte  $G_0$  es dependiente del esfuerzo, esto se toma en cuenta mediante la siguiente ecuación:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (61)$$

### 2.8.5. Amortiguamiento histerético

Brinkgreve et al. (2007), describen el comportamiento histerético típico que muestra el  $HS_{small}$ , al ser sometido a una carga cíclica de corte, ver Figura 16. Partiendo del módulo de corte a pequeñas deformaciones ( $G_0$ ), la rigidez irá disminuyendo con el aumento de la deformación unitaria por corte. Ante la inversión de carga, la rigidez volverá a empezar en  $G_0$  y disminuirá otra vez hasta la próxima inversión de carga. La pendiente de la curva esfuerzo-deformación para una deformación particular es el módulo de corte tangente ( $G_t$ ). El módulo de corte secante ( $G_s$ ) es el módulo de corte promedio para un ciclo de carga.

Considerando una carga cíclica de corte hasta una deformación unitaria por corte cíclica  $\gamma_c$ , la energía disipada en un ciclo de carga desde  $-\gamma_c$  a  $+\gamma_c$  y de vuelta a  $-\gamma_c$ , equivalente con el área del lazo cerrado en la Figura 16, puede formularse como:

$$E_D = \frac{4G_0 \cdot \gamma_{0.7}}{a} \left( 2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1 + \gamma_{0.7}/(a \cdot \gamma_c)} - \frac{2\gamma_{0.7}}{a} \ln \left( 1 + \frac{a \cdot \gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7}} \right) \right) \quad (62)$$

La razón de amortiguamiento histerético ( $\xi$ ) se puede definir como:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi \cdot E_S} \quad (63) \quad ; \quad \text{donde} \quad E_S = \frac{1}{2} G_s \cdot \gamma_c^2 = \frac{G_0 \cdot \gamma_c^2}{2 + 2a \cdot \gamma_c / \gamma_{0.7}} \quad (64)$$

Donde  $E_S$  es la energía almacenada en la deformación máxima  $\gamma_c$ . Esto se cumple mientras no se alcance  $G_{ur}$ , en otras palabras:

$$\gamma_c \leq \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{G_0/G_{ur}} - 1 \right) \quad (65)$$

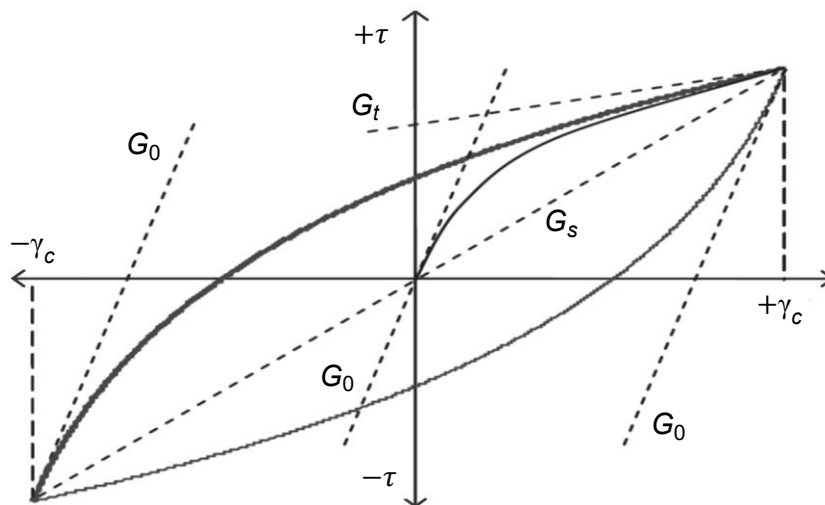


Figura 16. Comportamiento histerético en el modelo  $HS_{small}$

Este amortiguamiento histerético, en el  $HS_{small}$ , solo aplica mientras el comportamiento del material se mantenga elástico y el módulo de corte disminuya de acuerdo a la formulación de pequeñas deformaciones. Apenas se alcance  $G_{ur}$ , el amortiguamiento deja de incrementarse. Por otro lado, cuando se alcanza el rango plástico, el amortiguamiento observado aumenta. En ambos casos, las ecuaciones de arriba ya no aplican.

La Figura 17 muestra la razón de amortiguamiento en función a la deformación unitaria por corte cíclica, para valores diferentes de  $\gamma_c$  (de  $1E^{-4}$  a  $3E^{-4}$ ) y proporciones diferentes de  $G_0/G_{ur}$  (de 2.5 a 10).

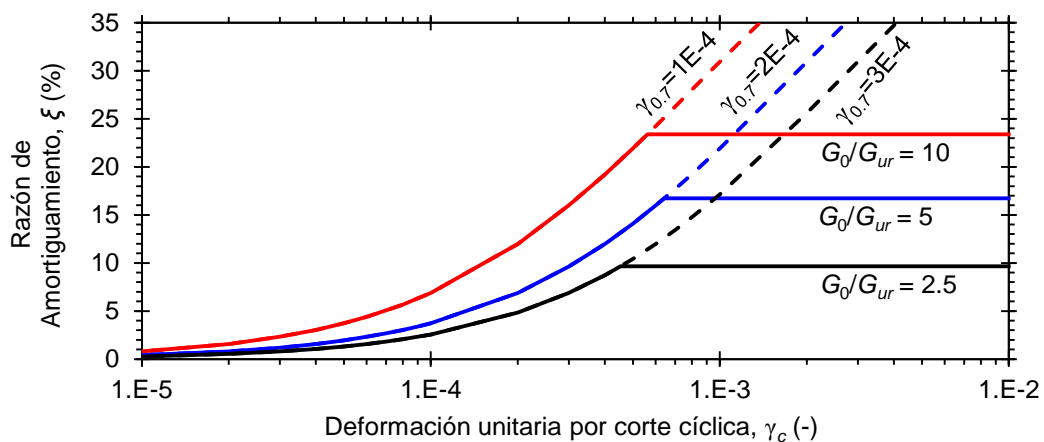


Figura 17. Razón de amortiguamiento en función a la deformación unitaria por corte cíclica

Se puede apreciar que a menor  $\gamma_{0.7}$ , mayor amortiguamiento o el amortiguamiento ocurre a deformaciones de corte menores. Por otro lado, la variación de  $G_0/G_{ur}$  solo lleva a un diferente amortiguamiento máximo, independiente del valor de  $\gamma_{0.7}$ . Cuando la proporción  $G_0/G_{ur}$  es mayor, el amortiguamiento máximo también es mayor. El amortiguamiento máximo puede obtenerse de la ecuación (63), al usar un máximo  $\gamma_c$  de acuerdo a (65).

El amortiguamiento histerético, en el rango de pequeñas deformaciones, resulta menor al amortiguamiento observado en datos experimentales. Por lo tanto, se necesita un amortiguamiento adicional independiente del nivel de deformaciones. Esto puede hacerse a través del amortiguamiento de Rayleigh.

#### 2.8.6. Amortiguamiento de Rayleigh

En el amortiguamiento de Rayleigh, la matriz de amortiguamiento  $\underline{\underline{C}}$  está compuesta por la suma de una parte de la matriz de masa  $\underline{\underline{M}}$  y una parte de la matriz de rigidez  $\underline{\underline{K}}$ :



$$\underline{\underline{C}} = \alpha_R \cdot \underline{\underline{M}} + \beta_R \cdot \underline{\underline{K}} \quad (66)$$

Esto limita la matriz de amortiguamiento a los coeficientes de Rayleigh  $\alpha_R$  y  $\beta_R$ .  $\alpha_R$  es el parámetro que determina la influencia de la masa en el amortiguamiento del sistema. A mayor  $\alpha_R$ , mayor es el amortiguamiento de las vibraciones de baja frecuencia.  $\beta_R$  es el parámetro que determina la influencia de la rigidez en el amortiguamiento del sistema. A mayor  $\beta_R$ , mayor es el amortiguamiento de las vibraciones de alta frecuencia.

A pesar de la gran cantidad de investigaciones en el campo de la dinámica, todavía no se ha llegado a un procedimiento ampliamente aceptado para la identificación de los parámetros de amortiguamiento. En vez de eso, para propósitos ingenieriles, se toman algunas medidas para considerar el amortiguamiento de los materiales. Un parámetro comúnmente usado en ingeniería es la razón de amortiguamiento  $\xi$ .

Considerando en amortiguamiento de Rayleigh, se puede establecer una relación entre la razón de amortiguamiento  $\xi$  y los coeficientes de Rayleigh  $\alpha_R$  y  $\beta_R$ :

$$\alpha_R + \beta_R \cdot \omega_i^2 = 2\omega_i \cdot \xi_i \quad (67) \quad ; \quad \text{donde} \quad \omega_i = 2\pi \cdot f_i \quad (68)$$

Donde  $\omega_i$  es la frecuencia angular objetivo en rad/s y  $f_i$  es la frecuencia en Hz. Al resolver la ecuación (67), para dos frecuencias objetivo diferentes y sus correspondientes razones de amortiguamiento objetivo, se obtienen los coeficientes de Rayleigh:

$$\alpha_R = 2\omega_1 \cdot \omega_2 \frac{\omega_1 \cdot \xi_2 - \omega_2 \cdot \xi_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (69) \quad ; \quad \beta_R = 2 \frac{\omega_1 \cdot \xi_1 - \omega_2 \cdot \xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (70)$$

Por ejemplo, para una razón de amortiguamiento objetivo de  $\xi = 0.01$  y frecuencias objetivo  $f_1 = 2.18$  Hz y  $f_2 = 13.57$  Hz, los correspondientes coeficientes de Rayleigh son  $\alpha_R = 0.2360$  y  $\beta_R = 2.021 \cdot 10^{-4}$ . En la Figura 18(a), se puede observar que, dentro del rango de frecuencias definidas por las frecuencias objetivo, el amortiguamiento es menor que el amortiguamiento objetivo, mientras que fuera de ese rango, el amortiguamiento es mayor que el amortiguamiento objetivo.

Para calibrar las frecuencias objetivo  $f_1$  y  $f_2$ , hay diferentes procedimientos. Autores como Hudson et al. (1994), Hashash y Park (2002) sugieren seleccionar

la primera frecuencia objetivo ( $f_1$ ) como la frecuencia natural del suelo; mientras que la segunda frecuencia objetivo ( $f_2$ ) se establece según la ecuación (71).

$$f_2 = n \cdot f_1 \quad (71) \quad ; \text{ donde } \quad f_1 = \frac{V_s}{4H} \quad (72)$$

Donde  $n$  es el entero impar más próximo y mayor a la razón  $f_p/f_1$ ,  $f_p$  es la frecuencia predominante del sismo de entrada (que puede determinarse del espectro de Fourier). La frecuencia natural de un depósito de suelo de altura  $H$  está relacionada a su geometría y rigidez, de acuerdo a la ecuación (72). Donde  $V_s$  es la velocidad de onda de corte del depósito de suelo.

Amorosi et al. (2010) proponen el siguiente procedimiento. La primera frecuencia natural del sistema, que resulte ser excitada significativamente por el sismo ( $f_1$ ), se debe identificar al comparar los gráficos de Factor de Amplificación y Amplitud de Fourier del sismo de entrada, obtenidos de análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio. En el caso de la Figura 18, la primera frecuencia natural del suelo (2.18 Hz) es excitada significativamente por el sismo, ver Figura 18(b), así que esta es seleccionada como  $f_1$ . La segunda frecuencia objetivo ( $f_2$ ) debe identificarse considerando el rango en el cual el sismo es amplificado: esto quiere decir que,  $f_2$  debe seleccionarse igual a la frecuencia donde el factor de amplificación sea menor a uno. De la Figura 18(a),  $f_2 = 13.57$  Hz. Este procedimiento se usó para los modelos en PLAXIS 2D.

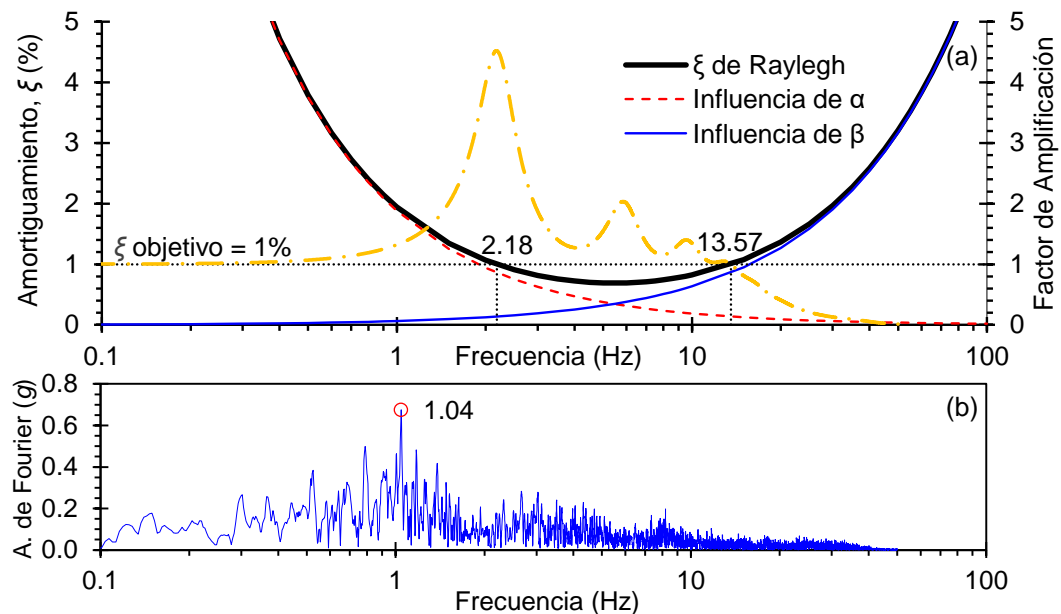


Figura 18. Calibración de coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh, modelo de 40 m de espesor, sismo 2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-EW

### 2.8.7. Ecuación de movimiento

La ecuación de movimiento para un sistema elástico de 1 grado de libertad es:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p \quad (73)$$

Donde  $m$  es la masa,  $c$  es el amortiguamiento viscoso,  $k$  es la rigidez. El desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema son  $u$ ,  $\dot{u}$ ,  $\ddot{u}$ , respectivamente, y  $p$  es la fuerza aplicada.

### 2.8.8. Métodos de paso en el tiempo

Chopra (2017) expone que la solución analítica de la ecuación de movimiento para un sistema de 1 grado de libertad usualmente no es posible si la excitación, fuerza aplicada  $p(t)$  o aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ , varía arbitrariamente en el tiempo o si el sistema es no lineal.

Para un sistema elástico, la ecuación de movimiento a resolver es:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad (74)$$

La fuerza aplicada  $p(t)$  viene dada por un grupo de valores discretos  $p_i = p(t_i)$ ,  $i = 0, 1, 2, 3, \dots$ . El intervalo de tiempo  $\Delta t_i$  es constante usualmente, aunque esto no es necesario.

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad (75)$$

La respuesta del sistema se determina en los instantes  $t_i$ , denotado como tiempo  $i$ . El desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema en  $t_i$  son  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$ ,  $\ddot{u}_i$ , respectivamente. Estos valores cumplen con la ecuación (74) en el tiempo  $i$ :

$$m \cdot \ddot{u}_i + c \cdot \dot{u}_i + k \cdot u_i = p_i \quad (76)$$

Mediante métodos numéricos, se pueden determinar las respuestas  $u_{i+1}$ ,  $\dot{u}_{i+1}$ ,  $\ddot{u}_{i+1}$ , en el tiempo  $i+1$ , que satisfacen la ecuación (74) en el tiempo  $i+1$ .

$$m \cdot \ddot{u}_{i+1} + c \cdot \dot{u}_{i+1} + k \cdot u_{i+1} = p_{i+1} \quad (77)$$

Cuando se aplica sucesivamente con  $i = 0, 1, 2, 3, \dots$ , el procedimiento de paso en el tiempo da las respuestas en todos los instantes  $i = 1, 2, 3, \dots$ . Las condiciones iniciales conocidas  $u_0 = u(0)$ , y  $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$ , brindan la información necesaria para empezar el procedimiento.

Pasar del tiempo  $i$  al  $i + 1$  usualmente no es un procedimiento exacto. Existen varios métodos aproximados que se implementan numéricamente. Los tres

requerimientos importantes de un método numérico son: (1) convergencia, la solución numérica debería aproximarse a la solución exacta al disminuir el paso de tiempo, (2) estabilidad, la solución numérica debería ser estable ante errores por redondeo numérico, y (3) precisión, la solución numérica debería dar resultados suficientemente cercanos a la solución exacta.

#### 2.8.9. Método de Newmark

Con el método de Newmark, el desplazamiento y velocidad en el tiempo  $i+1$  se expresan, respectivamente, como:

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \cdot \Delta t + [(0.5 - \alpha)\ddot{u}_i + \alpha \cdot \ddot{u}_{i+1}]\Delta t^2 \quad (78)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \beta)\ddot{u}_i + \beta \cdot \ddot{u}_{i+1}]\Delta t \quad (79)$$

En las ecuaciones (78) y (79),  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo. Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  definen la variación de la aceleración en un intervalo de tiempo y determinan la estabilidad y precisión del método. Para obtener una solución satisfactoria desde todos los puntos de vista, incluyendo el de precisión, se debe aplicar la siguiente condición:  $\beta \geq 0.5$ ;  $\alpha \geq 0.25(0.5 + \beta)^2$ .

Se recomienda usar la configuración estándar de PLAXIS 2D, donde se usa el método de Newmark, con  $\alpha = 0.25$  y  $\beta = 0.50$  (método de la aceleración promedio).

Con las ecuaciones (78) y (79), junto con la ecuación de equilibrio (77), se pueden calcular  $u_{i+1}$ ,  $\dot{u}_{i+1}$  y  $\ddot{u}_{i+1}$  en el tiempo  $i + 1$  a partir de los conocidos  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$  y  $\ddot{u}_i$  en el tiempo  $i$ . Para implementar estos cálculos, se requiere iterar, debido a que aparece la desconocida  $\ddot{u}_{i+1}$  a la derecha de las ecuaciones (78) y (79).

#### 2.8.10. Modificación del Método de Newmark

Para sistemas lineales, se puede modificar la formulación original de Newmark con el fin de dar solución a las ecuaciones (77), (78) y (79), sin iterar. Esta modificación y su extensión para sistemas no lineales de varios grados de libertad se detalla en Chopra (2017).

De la ecuación (78),  $\ddot{u}_{i+1}$  se puede expresar en términos de  $u_{i+1}$ :

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\alpha(\Delta t)^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\alpha \cdot \Delta t}\dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right)\ddot{u}_i \quad (80)$$

Al reemplazar la ecuación (80) en (79), se tiene  $\dot{u}_{i+1}$  en términos de  $u_{i+1}$ :

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\beta}{\alpha \cdot \Delta t} (u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\beta}{\alpha}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\beta}{2\alpha}\right) \ddot{u}_i \quad (81)$$

Al sustituir las ecuaciones (80) y (81) en (77), se tiene:

$$\hat{k} \cdot u_{i+1} = \hat{p}_{i+1} \quad (82)$$

Donde

$$\hat{k} = k + \frac{\beta}{\alpha \cdot \Delta t} c + \frac{1}{\alpha (\Delta t)^2} m \quad (83)$$

$$\begin{aligned} \hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + \left[ \frac{1}{\alpha (\Delta t)^2} m + \frac{\beta}{\alpha \cdot \Delta t} c \right] u_i + \left[ \frac{1}{\alpha \cdot \Delta t} m + \left( \frac{\beta}{\alpha} - 1 \right) c \right] \dot{u}_i \\ + \left[ \left( \frac{1}{2\alpha} - 1 \right) m + \Delta t \left( \frac{\beta}{2\alpha} - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i \end{aligned} \quad (84)$$

Con  $\hat{k}$  y  $\hat{p}_{i+1}$  conocidas de las propiedades del sistema  $m$ ,  $k$  y  $c$ , los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , y el estado del sistema en el tiempo  $i$ , definido por  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$  y  $\ddot{u}_i$ , el desplazamiento en el tiempo  $i + 1$  se calcula con:

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}} \quad (85)$$

Una vez conocido  $u_{i+1}$ , la velocidad  $\dot{u}_{i+1}$  y la aceleración  $\ddot{u}_{i+1}$  se pueden obtener de las ecuaciones (81) y (80), respectivamente.

La aceleración también puede obtenerse de la ecuación de movimiento en el tiempo  $i + 1$ :

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c \cdot \dot{u}_{i+1} - k \cdot u_{i+1}}{m} \quad (86)$$

Se necesita la ecuación (86) para calcular la aceleración inicial  $\ddot{u}_0$  y comenzar los cálculos de paso en el tiempo. Si la excitación es la aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ , se reemplaza  $p_i$  por  $-m \cdot \ddot{u}_{gi}$  en las ecuaciones anteriores. Los  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$  y  $\ddot{u}_i$  calculados son valores de respuesta relativos al terreno.

El método de Newmark es estable si:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi \sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\beta - 2\alpha}} \quad (87)$$

Donde  $T_n$  es el periodo natural de vibración. Para  $\alpha = 0.25$  y  $\beta = 0.50$ , esta condición se convierte en:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \infty \quad (88)$$

Esto implica que el método de la aceleración promedio es estable para cualquier  $\Delta t$ , sin importar qué tan grande sea. Sin embargo, solamente es preciso si  $\Delta t$  es lo suficientemente pequeño.

#### 2.8.11. Velocidades de onda

Para modelos lineales elásticos, la velocidad de onda de compresión,  $V_p$  (m/s), en un suelo confinado unidimensional depende de la rigidez edométrica,  $E_{eod}$  (t/m<sup>2</sup>) y de la densidad del suelo,  $\rho$ :

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{eod}}{\rho}} \quad ; \quad E_{eod} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad ; \quad \rho = \frac{\gamma}{g} \quad (89)$$

En donde  $E$  es el módulo de elasticidad,  $\nu$  es el módulo de Poisson,  $\gamma$  es el peso específico del suelo (t/m<sup>3</sup>),  $g$  es la aceleración de la gravedad (9.8 m/s<sup>2</sup>).

Se puede encontrar una expresión similar para la velocidad de onda de corte,  $V_s$  (m/s):

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad ; \quad \text{donde} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (90)$$

#### 2.8.12. Condiciones de borde del modelo

El suelo es un medio de enormes dimensiones y es prácticamente imposible modelarlo en toda su extensión. Por lo tanto, es necesario limitar el modelo y aplicar condiciones de borde especiales. Estos bordes pueden ser completamente libres, o pueden restringirse en una o dos direcciones. Los bordes verticales de una malla se colocan muy alejados, para que no influyan el comportamiento de deformación del modelo. Para cálculos dinámicos, los bordes deben estar mucho más alejados que para cálculos estáticos, de otro modo, se reflejarían las ondas de esfuerzo, llevando a distorsiones en los resultados. Sin embargo, colocar los bordes muy alejados requiere de muchos elementos extras y, por lo tanto, mayor memoria y tiempo de cálculo.

Para contrarrestar reflexiones en los bordes, se necesitan medidas especiales en los mismos, como el uso de bordes absorbentes. PLAXIS 2D implementa bordes absorbentes mediante el uso de bordes viscosos (amortiguadores).

### 2.8.13. Bordes absorbentes

Para bordes absorbentes, se usa un amortiguador en vez de aplicar restricciones en alguna dirección particular. El amortiguador asegura que un incremento de esfuerzo en el borde sea absorbido sin rebotar. De esta forma, el borde empieza a moverse. El uso de bordes absorbentes en PLAXIS 2D se basa en el método descrito por Lysmer y Kuhlmeyer (1969). Las componentes del esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ) y esfuerzo cortante ( $\tau$ ), absorbidas por un amortiguador, son:

$$\sigma_n = -C_1 \cdot \rho \cdot V_p \cdot \dot{u}_x \quad (91) \quad ; \quad \tau = -C_2 \cdot \rho \cdot V_s \cdot \dot{u}_y \quad (92)$$

Donde  $\rho$  es la densidad de los materiales,  $V_p$  y  $V_s$  son las velocidades de ondas de compresión y de corte, respectivamente,  $\dot{u}_x$  y  $\dot{u}_y$  son la velocidad normal y velocidad de corte, derivadas por la integración en el tiempo.  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes de relajación de Lysmer y Kuhlmeyer, que se han introducido para mejorar el efecto de la absorción. Diferentes valores de  $C_1$  y  $C_2$ , en el rango de 0 a 1, fueron evaluados por Amorosi et al. (2010), donde no se encontraron diferencias significativas en los casos analizados.

PLAXIS 2D usa valores estándar de  $C_1 = 1$  y  $C_2 = 1$ , los cuales resultan en una absorción razonable de ondas en los bordes. Sin embargo, no es posible establecer que las ondas de corte se absorban completamente. Así que siempre habrá un efecto limitado de borde. Por lo cual, se recomienda ubicar los bordes del modelo lejos de la zona de interés.

Amorosi et al. (2010) sugieren usar una malla cuya extensión sea 4 veces su espesor, para análisis de respuesta de sitio. Esta proporción de dimensiones de la malla puede considerarse como un buen balance entre precisión y tiempo de cómputo requerido para análisis 2D.

Para mayor información, ver el manual de PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2020).

## CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

#### 3.1.1. Descripción del túnel

El túnel es una estructura rectangular del tipo *cut-and cover*. Toda la estructura es de concreto armado, cuya sección transversal es de 40.4 m de largo, 10.7 m de altura, con muros y losas de 1.0 m de espesor, ver Figura 19. La celda central es para 2 vías de tren, mientras que las laterales son para 3 carriles vehiculares cada una. El relleno sobre el techo del túnel varía de 1.0 a 4.0 m. El túnel cuenta con rellenos interiores de 1.20 m en la celda central, y con altura variable de 1.20 a 1.85 m en las celdas laterales. Estos sirven de base para los vehículos y para contrarrestar el empuje hidrostático. Se analizaron 4 casos, correspondientes a las profundidades de 1, 2, 3 y 4 m.

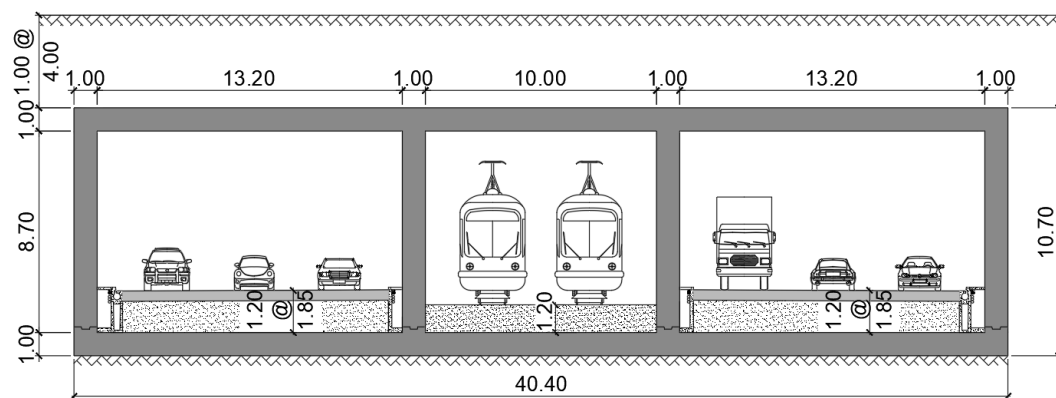


Figura 19. Sección transversal del túnel (medidas en metros)

#### 3.1.2. Condiciones de sitio

El perfil del suelo a lo largo del túnel presenta dos estratos principales: un primer estrato blando conformado por arenas (SP) de 3.0 m de profundidad; debajo de esto hay un segundo estrato formado por gravas en matriz de arena (GM, GP-GM y GP), el cual se extiende debajo de la máxima profundidad de exploración (40 m). El segundo estrato es parte el conglomerado de Lima y, de acuerdo con estudios anteriores, tiene una profundidad de al menos 100 m en la zona del túnel. Las velocidades medidas de ondas de corte varían de 120 a 220 m/s para el primer estrato, y de 300 a 600 m/s para el segundo, con densidades que aumentan con la profundidad. El nivel freático se encuentra a 1.0 m bajo la superficie.



### 3.1.3. Peligro sísmico

Del estudio de peligro sísmico (Disaster Risk Reduction Peru International SAC, 2014), se determinaron espectros de peligro uniforme (EPU) para diferentes periodos de retorno, ver Figura 20(a) y Tabla 4. De estos espectros, se leyeron las aceleraciones para los periodos 0.0, 0.2 y 1.0 s, obteniendo así los coeficientes  $PGA$ ,  $S_S$  y  $S_1$ , respectivamente, ver Tabla 5. Con estos coeficientes, se construyeron los espectros de respuesta de diseño en roca (Sitio Clase B), según AASHTO (2017), para diferentes periodos de retorno, ver Figura 20(b).

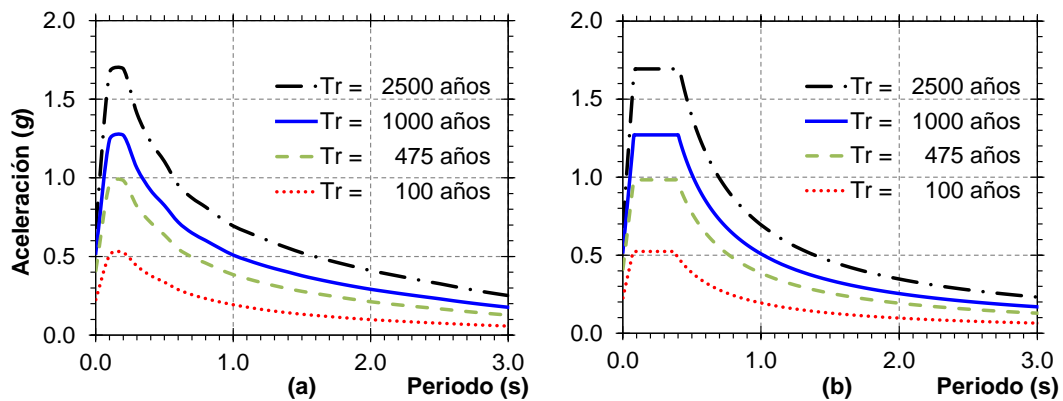


Figura 20.(a) Espectros de Peligro Uniforme; (b) Espectros de Diseño, Sitio Clase B

Tabla 4. Aceleraciones de EPU en roca, Sitio Clase B (DRPerú, 2014)

Periodo de Retorno (años)	Periodo (s)		
	0.0	0.2	1.0
100	0.23g	0.52g	0.19g
475	0.41g	0.98g	0.39g
1000	0.52g	1.27g	0.51g
2500	0.68g	1.69g	0.69g

El sismo de diseño tiene un periodo de retorno de 1000 años. Sin embargo, el túnel debe resistir, con daño reparable, movimientos sísmicos con periodo de retorno de 2500 años. Para tal fin, se puede realizar una evaluación por desempeño, mediante un análisis *pushover* que considere rigideces efectivas, propiedades esperadas de los materiales y formación de rótulas plásticas, según la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA 356, 2000). Dicho análisis está fuera del alcance de esta tesis.

La Tabla 5 muestra los parámetros para la construcción del espectro de respuesta de diseño en roca (Sitio Clase B), para un periodo de retorno de 1000 años, según AASHTO (2017). Este es el espectro objetivo con el cual se ajustaron los espectros de los 8 registros sísmicos empleados, ver sección 3.3.1.

Tabla 5. Espectro de respuesta de diseño, AASHTO, 2017,  $T_r = 1000$  años (Elaboración propia)

Sitio Clase:	B
$PGA (g) =$	0.52
$S_s (g) =$	1.27
$S_1 (g) =$	0.51
$F_{pga} =$	1.0
$F_a =$	1.0
$F_v =$	1.0
$A_s (g) =$	0.52
$S_{DS} (g) =$	1.27
$S_{D1} (g) =$	0.51
$T_0 (s) =$	0.08
$T_S (s) =$	0.40

#### 3.1.4. Proceso constructivo

La construcción del túnel es a tajo abierto. Primero se deprime el nivel freático ( $NF$ ), luego se realiza la excavación en condición “seca”, se construye el túnel, se coloca el relleno interior y posteriormente, el relleno exterior. Una vez culminado el relleno exterior, se procede a restablecer el  $NF$ .

### 3.2. MATERIALES

#### 3.2.1. Concreto armado

Resistencia a la compresión :  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico :  $\gamma_c = 2.40 \text{ t/m}^3$

#### 3.2.2. Suelo

Peso específico del suelo :  $\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$

Peso específico del suelo saturado :  $\gamma_{sat} = 2.00 \text{ t/m}^3$

Peso específico del suelo seco :  $\gamma_d = 1.60 \text{ t/m}^3$

Ángulo de fricción :  $\phi = 35^\circ$

Peso específico del agua :  $\gamma_w = 1.00 \text{ t/m}^3$

#### 3.2.3. Relleno interior

Peso específico :  $\gamma_R = 1.80 \text{ t/m}^3$

Se ha considerado un relleno interior de  $\gamma_R = 2.10 \text{ t/m}^3$  en las celdas laterales, solo para los casos del túnel con profundidades de 1 y 2 m. Esto se debe al análisis de flotabilidad que se detalla en la sección 3.5.

### 3.3. CARGAS

Las acciones en el túnel incluyen cargas estáticas —peso propio del túnel ( $DC$ ), peso del relleno interior del túnel ( $DW$ ), presión vertical del suelo ( $EV$ ), presión horizontal del suelo ( $EH$ ), presión del agua ( $WA$ )— y cargas sísmicas ( $EQ$ ). El caso más crítico ocurre ante la ausencia de cargas vehiculares ( $LL$ ,  $IM$ ), pues estas contrarrestan el empuje del agua, produciendo fuerzas menores en la losa del túnel.

#### 3.3.1. Carga sísmica ( $EQ$ )

Se emplearon 8 registros sísmicos, obtenidos de la red del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID, 2013):

2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-EW, 2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-NS, 2005-TARAPACÁ-CUYA-EW, 2005-TARAPACÁ-CUYA-NS, 2005-TARAPACÁ-PICA-EW, 2005-TARAPACÁ-PICA-NS, 2010-MAULE-MELIPILLA-EW y 2010-MAULE-MELIPILLA-NS. Estos registros fueron ajustados al espectro de respuesta de diseño en roca (Sitio Clase B) para un periodo de retorno  $T_r = 1000$  años, según AASHTO (2017), ver Figura 21 y Figura 22. El ajuste espectral se llevó a cabo con el programa SeismoMatch.

Adicionalmente, como comparación, se evaluaron los métodos de Mononobe-Okabe y Racking.

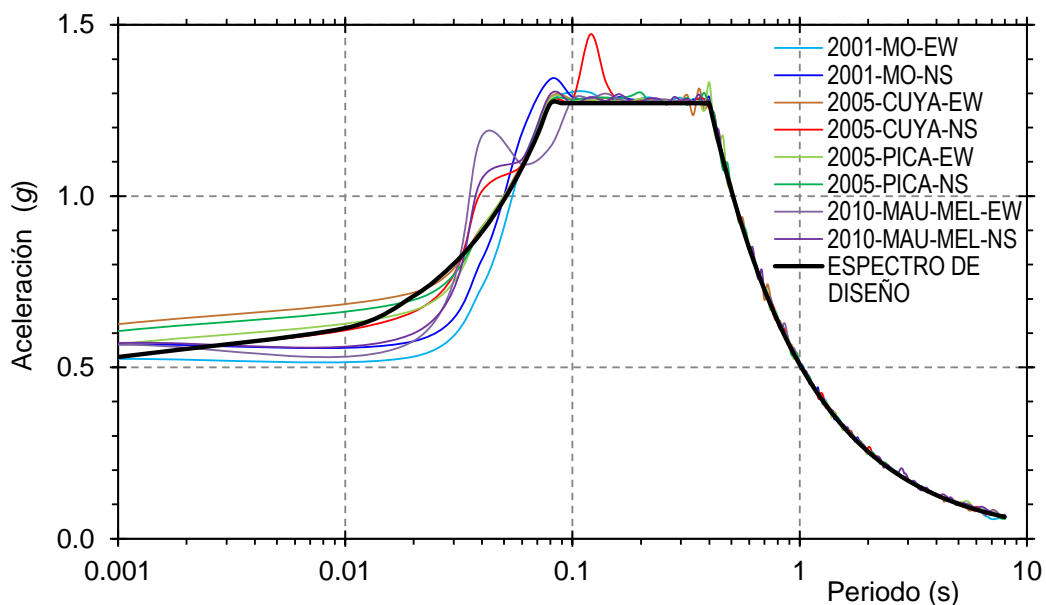


Figura 21. Espectro de diseño y espectros de 8 registros sísmicos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B),  $T_r = 1000$  años (ASHTO, 2017)

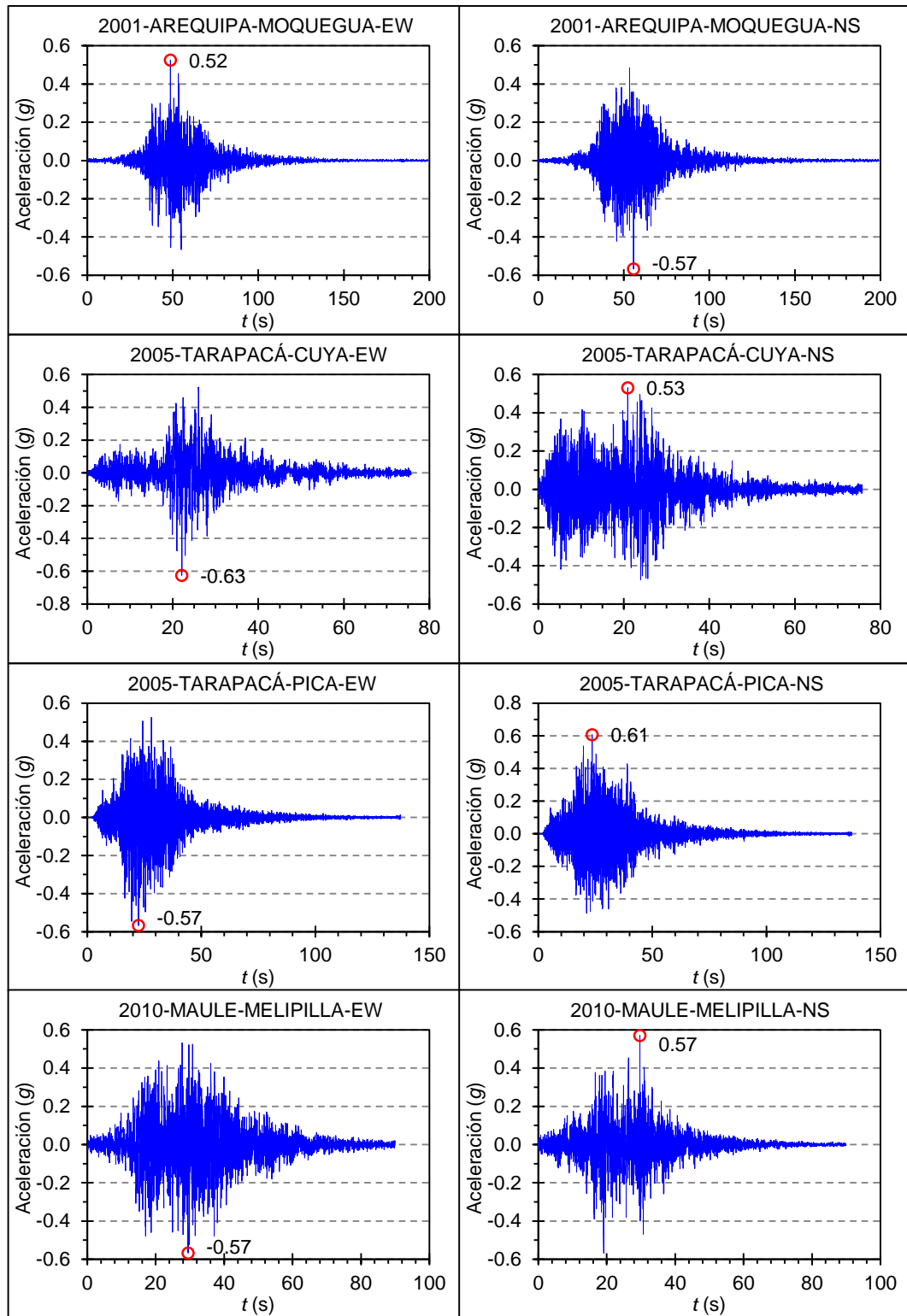


Figura 22. Registros ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B),  $T_r = 1000$  años (AASHTO, 2017)

### 3.4. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga están de acuerdo en la sección 5.5.2-1 del Manual de Túneles (AASHTO, 2010) y se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Combinaciones de carga, Manual de Túneles (AASHTO, 2010)

Tabla 5.5.2-1—Tabla de Combinación de Carga LRFD de Túneles *Cut-and-Cover* (Cortar y Cubrir)

Comb. de Carga Estado Límite <sup>a</sup>	DC		DW		EH <sup>b</sup> EV <sup>c</sup>		ES		EL	LL, IM	WA	TU, CR, SH	TG	EQ	
	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.				Máx.	Mín.		
Resistencia I	1.25	0.90	1.50	0.65	1.35	0.90	1.50	0.75	1.00	1.75	1.00	1.20	0.50	0.00	—
Resistencia II	1.25	0.90	1.50	0.65	1.35	0.90	1.50	0.75	1.00	1.35	1.00	1.20	0.50	0.00	—
Servicio I	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	0.50	—
Servicio IV A <sup>d</sup>	0.9		0.9		0.9		0.9		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	—
Evento Extremo I	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00	$\gamma EQ^e$	1.00	NA	NA	NA	1.0

Notas:

Las definiciones, factores y combinaciones de carga de arriba están modificadas de la Especificación AASHTO LRFD (2008), especialmente para el diseño de estructuras de túnel *cut-and-cover*. Referirse al artículo 5.5 para detalles.

b. Los factores de carga mostrados para *EH* son para presión de tierra en reposo. Ignorar *EH* para el Estado Límite de Servicio IV A para el chequeo de flotabilidad.

c. Los factores de carga mostrados son para marcos rígidos. Todas las estructuras de túnel *cut-and-cover* se consideran marcos rígidos.

d. Este caso de carga es usado para chequear la flotabilidad para estructuras de túnel bajo nivel freático permanente.

e. La posibilidad de un efecto parcial de sismo, por ejemplo,  $0.0 < \gamma EQ < 1.0$  podría considerarse en las bases específicas del proyecto (referirse al capítulo 13, Consideraciones Sísmicas).

Peso propio de los componentes estructurales (*DC*), peso propio de las superficies de rodadura (*DW*), presión horizontal del suelo (*EH*), presión vertical del suelo (*EV*), sobrecarga de tierra (*ES*), efectos acumulados de fuerzas encerradas (*EL*), carga viva vehicular (*LL*), margen de carga dinámica vehicular (*IM*), presión del agua (*WA*), temperatura uniforme (*TU*), *creep* o fluencia del concreto (*CR*), contracción (*SH*), gradiente de temperatura (*TG*), carga sísmica (*EQ*).

### 3.5. ANÁLISIS DE FLOTABILIDAD

Debido a la presencia del nivel freático, se realizó un análisis de flotabilidad del túnel, para contrarrestar el empuje del agua con los pesos de la estructura, rellenos interiores y exteriores. Se verificó el estado límite de Servicio IVA, según la tabla 5.5.2-1 de AASHTO, 2010. Lo que equivale a un factor de seguridad (*FS*) igual a 1.1.

La Tabla 7 muestra los cálculos del análisis de flotabilidad del túnel para las profundidades de 1, 2, 3 y 4 m. Se puede apreciar que en todos los casos el factor de seguridad ( $FS = \text{Peso total} / \text{Empuje hidrostático}$ ) es mayor o igual a 1.1. Por lo tanto, el túnel cumple con el análisis de flotabilidad.

### 3.6. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

La Tabla 8 presenta el cálculo de la presión hidrodinámica de Westergaard (1933) sobre los muros exteriores del túnel, a las profundidades de 1, 2, 3 y 4 m.

La Tabla 9 presenta el cálculo del empuje adicional sísmico, según el método de Mononobe-Okabe, para el túnel a las profundidades de 1, 2, 3 y 4 m. Se optó por

el caso de agua libre (donde el agua puede moverse independientemente del esqueleto del suelo), por ser más conservador.

La parte final de la Tabla 9, cargas, hace referencia a la carga trapezoidal que se distribuye en la proporción de 2 a 8 en el fondo del túnel y en la superficie, respectivamente. De esta forma, la resultante actúa a  $0.6H$ .

Tabla 7. Análisis de flotabilidad del túnel (Elaboración propia)

<b>Terreno</b>	<b>CASO 1</b>	<b>CASO 2</b>	<b>CASO 3</b>	<b>CASO 4</b>
$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.8	1.8	1.8	1.8
$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> ) =	2.0	2.0	2.0	2.0
$\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Material</b>				
$\gamma_c$ (t/m <sup>3</sup> ) =	2.4	2.4	2.4	2.4
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) =	2.1	2.1	1.8	1.8
<b>Dimensiones</b>				
$B$ (m) =	40.4	40.4	40.4	40.4
$H$ (m) =	10.7	10.7	10.7	10.7
$B_{cen}$ (m) =	10.0	10.0	10.0	10.0
$B_{lat}$ (m) =	13.2	13.2	13.2	13.2
$e_{losa}$ (m) =	1.0	1.0	1.0	1.0
$e_{techo}$ (m) =	1.0	1.0	1.0	1.0
$e_{muros}$ (m) =	1.0	1.0	1.0	1.0
# muros:	4.0	4.0	4.0	4.0
<b>Profundidad (m) =</b>	<b>1.0</b>	<b>2.0</b>	<b>3.0</b>	<b>4.0</b>
$NF$ =	1.0	1.0	1.0	1.0
$h_{R-int-cen}$ (m) =	1.2	1.2	1.2	1.2
$h_{R-int-lat}$ (m) =	1.85	1.2	1.2	1.2
<b>Pesos</b>				
techo:	97.0	97.0	97.0	97.0
losa:	97.0	97.0	97.0	97.0
muros:	83.5	83.5	83.5	83.5
terreno:	72.7	113.1	153.5	193.9
relleno interior:	127.8	91.7	78.6	78.6
<b><math>P</math> (t) =</b>	<b>477.9</b>	<b>482.3</b>	<b>509.6</b>	<b>550.0</b>
<b><math>W</math> (t) =</b>	<b>432.3</b>	<b>432.3</b>	<b>432.3</b>	<b>432.3</b>
<b><math>FS = P/W</math> =</b>	<b>1.1</b>	<b>1.1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.3</b>

Tabla 8. Presión hidrodinámica de Westergaard (Elaboración propia)

Profundidad =	<b>1 m</b>	<b>2 m</b>	<b>3 m</b>	<b>4 m</b>
$p_{wd}$ (t/m) = $1(7/8)k_h\gamma_w\sqrt{(H_w z)}$				
$k_h$ =	0.63	0.63	0.63	0.63
$\gamma_w$ =	1.00	1.00	1.00	1.00
$H_w$ (m) =	10.70	11.70	12.70	13.70
%:	70%	70%	70%	70%
$z_1$ (m) =	0.00	1.00	2.00	3.00
$0.7p_{wd-z1}$ (t/m) =	0.00	1.32	1.94	2.47
$z_2$ (m) =	4.00	5.50	7.00	7.00
$0.7p_{wd-z2}$ (t/m) =	2.52	3.10	3.64	3.78
$z_3$ (m) =	10.70	11.70	12.70	13.70
$0.7p_{wd-z3}$ (t/m) =	4.13	4.51	4.90	5.29

Tabla 9. Empuje adicional sísmico, Mononobe-Okabe (Elaboración propia)

Datos	1 m	2 m	3 m	4 m
$\phi =$	35.00	35.00	35.00	35.00
$\beta =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\delta =$	17.50	17.50	17.50	17.50
$i =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.80	1.80	1.80	1.80
$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> ) =	2.00	2.00	2.00	2.00
$\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.00	1.00	1.00	1.00
$\gamma_b$ (t/m <sup>3</sup> ) = $\gamma_{sat} - \gamma_w =$	1.00	1.00	1.00	1.00
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.60	1.60	1.60	1.60
$H$ (m) =	11.70	12.70	13.70	14.70
nivel de agua desde el terreno (m) =	1.00	1.00	1.00	1.00
$H_w$ (m) =	10.70	11.70	12.70	13.70
$H_w/H =$	0.91	0.92	0.93	0.93
$\gamma_e = \gamma_b(H_w/H)^2 + \gamma_s[1 - (H_w/H)^2]$				
$\gamma_e$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.13	1.12	1.11	1.11
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) =	1.13	1.12	1.11	1.11
$k_h =$	0.63	0.63	0.63	0.63
$k_v =$	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Coeficientes</b>				
$K_A =$	0.246	0.246	0.246	0.246
Coeficiente activo sísmico ( $K_{AE}$ )				
$k_{hmáx} = (1 - k_v)\tan(\phi - i) =$	0.70	0.70	0.70	0.70
Agua Libre: $k_h' =$	0.91	0.92	0.92	0.93
$k_h =$	0.69	0.69	0.69	0.69
$\theta =$	34.59	34.59	34.59	34.59
$K_{AE} =$	1.647	1.647	1.647	1.647
$\Delta K_{AE} = K_{AE}(1 - k_v) - K_A =$	1.401	1.401	1.401	1.401
<b>Cargas</b>				
$\Delta EQ_1$ (t/m) = $0.8(\gamma \cdot H(K_{AE}(1 - k_v) - K_A)1 =$	14.83	15.96	17.08	18.21
$\Delta EQ_2$ (t/m) = $0.2(\gamma \cdot H(K_{AE}(1 - k_v) - K_A)1 =$	3.71	3.99	4.27	4.55
Profundidad: $h_1$ (m) =	1.00	2.00	3.00	4.00
$\Delta EQ_{h_1}$ (t/m) =	13.88	14.07	14.28	14.49

### 3.7. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL CON DEEPSOIL

Se realizaron análisis 1D de respuesta de sitio (lineales equivalentes y no lineales) con el programa DEEPSOIL. Se modelaron 100 m de suelo hasta la roca base, divididos en estratos con espesor variable de 1 a 5 m desde la superficie hasta el fondo. La variación con la profundidad de la velocidad de onda de corte se muestra en la Figura 24(a). Ya que los registros sísmicos empleados fueron obtenidos en superficie (*outcrop motions*), se usó una base elástica.

La Figura 23 muestra la variación del módulo de corte y razón de amortiguamiento para arenas, según Seed e Idriss (1970); y para gravas, según Rollins et al. (1998).

Se tomaron estas curvas como referencia para su cálculo correspondiente en DEEPSOIL y PLAXIS 2D.

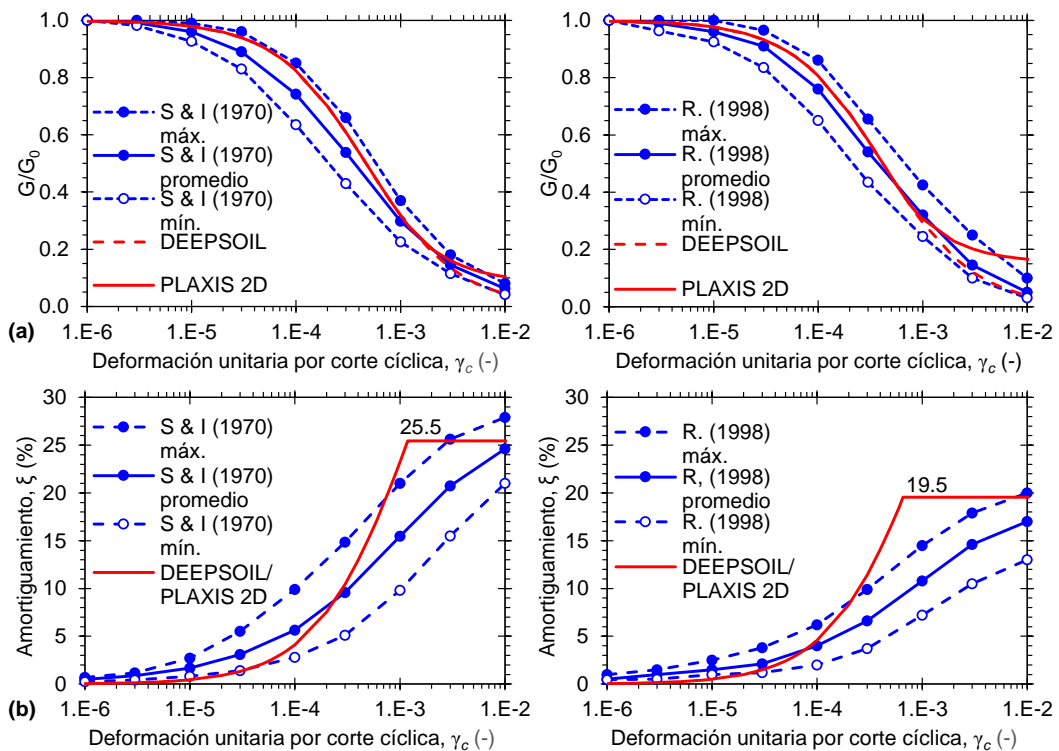


Figura 23. Variación de módulo de corte (a) y razón de amortiguamiento (b); izquierda: para arenas (Seed e Idriss, 1970); derecha: para gravas (Rollins et al., 1998)

Los resultados de los análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio, para el depósito de suelo de 100 m de espesor, con el promedio de 8 sismos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B),  $T_r = 1000$  años, según AASHTO (2017), se describen a continuación. La variación con la profundidad de la velocidad de onda de corte, aceleración máxima, máxima deformación unitaria por corte, y desplazamiento relativo máximo se muestran en la Figura 24(a-d), respectivamente.

De forma similar, los resultados obtenidos de los análisis 1D no lineales con DEEPSOIL se muestran en la Figura 25(a-d).

En los análisis lineales equivalentes, la aceleración máxima promedio del terreno es de  $0.50g$ , con una amplificación de 1.31 respecto a la aceleración promedio en la base de  $0.38g$ . La máxima deformación por corte promedio es de alrededor de  $0.10\%$ . El desplazamiento relativo promedio del suelo en campo libre, entre los niveles del techo y base del túnel para la profundidad de 4 m, es de 0.5 cm.



En los análisis no lineales, la aceleración máxima promedio del terreno es de 0.63g, con una amplificación de 1.57 respecto a la aceleración promedio en la base de 0.40g. La máxima deformación por corte promedio es de alrededor de 0.16%. El desplazamiento relativo promedio del suelo en campo libre, entre los niveles del techo y base del túnel para la profundidad de 4 m, es de 0.6 cm.

Las máximas deformaciones por corte ocurren donde la rigidez del suelo cambia abruptamente, ver Figura 24(c) y Figura 25(c). Esto se da a los 3 m y 20 m de profundidad, donde se observa un salto en la velocidad de onda de corte, ver Figura 24(a) o Figura 25(a).

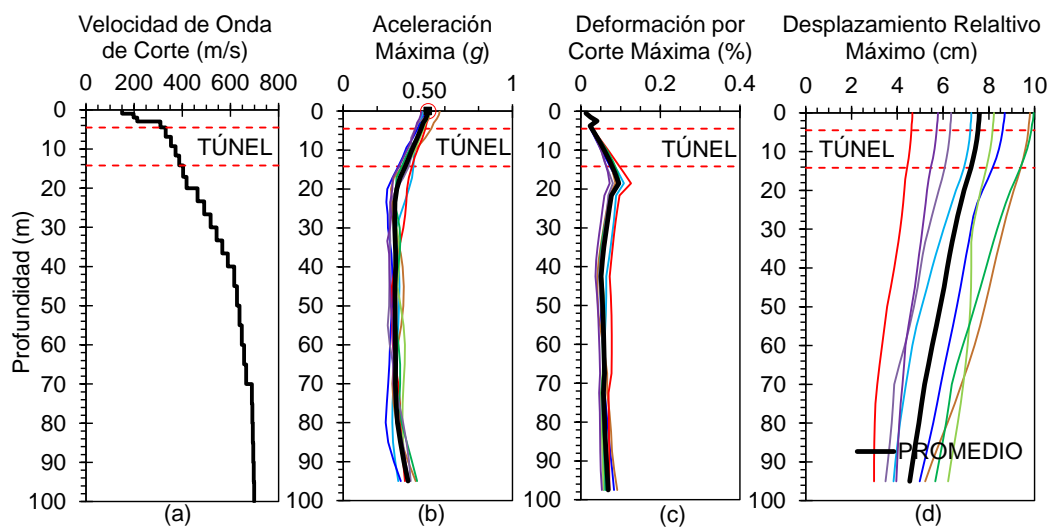


Figura 24. Análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 100 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B,  $T_r = 1000$  años)

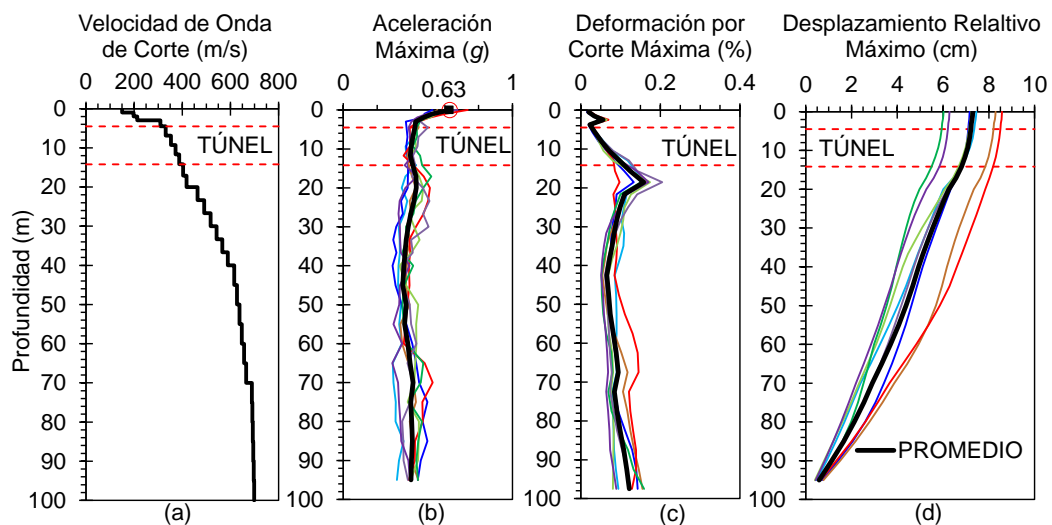


Figura 25. Análisis 1D no lineales de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 100 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B,  $T_r = 1000$  años)

La Figura 24(d) y Figura 25(d) muestran los desplazamientos relativos máximos del suelo en campo libre para cada profundidad; sin embargo, estos no ocurren simultáneamente. Para obtener el máximo desplazamiento relativo entre dos niveles, se calcula el desplazamiento relativo entre estos para cada paso de tiempo y se toma el mayor. Por ejemplo, en la Figura 26, el desplazamiento relativo máximo del suelo, entre los niveles del techo y piso del túnel para el sismo Arequipa-Moquegua-EW, es de 0.70 cm y ocurre poco antes de los 50 s.

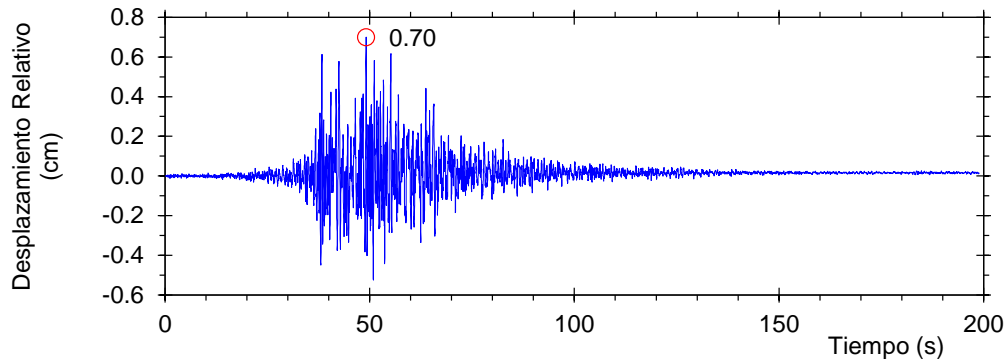


Figura 26.  $\Delta_{campo-libre}$ , profundidad 4 m, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW

En la Figura 24 y Figura 25, se observa que, para el perfil de suelo y sismos empleados, los resultados de los análisis lineales equivalentes son menores a los de los análisis no lineales. Esto se debe a la no linealidad del suelo y a los sismos fuertes empleados ( $PGA > 0.5$ ). Además, el análisis lineal equivalente es un análisis simplificado, pues usa un solo módulo de corte y amortiguamiento del suelo, referentes a una deformación unitaria efectiva, a lo largo de todo el sismo. Mientras que, en realidad, estos valores varían según la deformación unitaria, la cual cambia en cada paso de tiempo.

Por otro lado, según Kaklamanos y Bradley (2015), los análisis lineales equivalentes y análisis no lineales, pueden producir resultados similares para deformaciones unitarias del suelo menores a 0.05-0.1%. Lo cual es típico para sismos leves y/o suelos rígidos.

Para calibrar los modelos en PLAXIS 2D, se realizó un segundo grupo de análisis 1D de respuesta de sitio (lineales equivalentes y no lineales) con el programa DEEPSOIL. Se modelaron solo los primeros 40 m del perfil de suelo anterior, divididos en estratos con espesor variable de 1 a 3.3 m desde la superficie hasta el fondo. La variación con la profundidad de la velocidad de onda de corte se muestra en la Figura 27(a). De los modelos no lineales de 100 m, se obtuvieron

los acelerogramas a 40 m de profundidad (*within motions*). Estos acelerogramas se aplicaron en la base de los modelos de 40 m, usando una base rígida.

Los resultados obtenidos de los análisis 1D lineales equivalentes y no lineales, para el modelo de 40 m de suelo con DEEPSOIL se muestran en la Figura 27 y Figura 28, respectivamente.

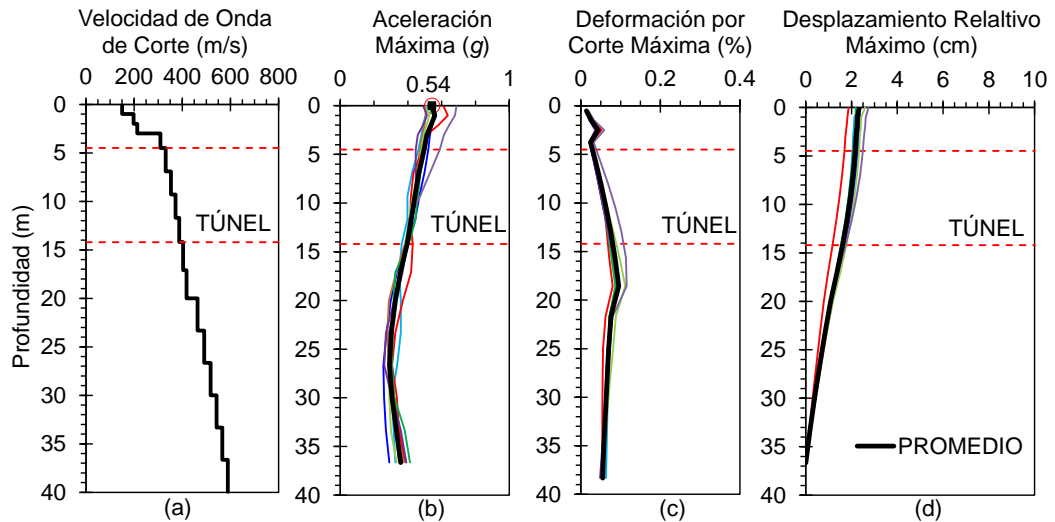


Figura 27. Análisis 1D lineales equivalentes de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 40 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B,  $T_r = 1000$  años)

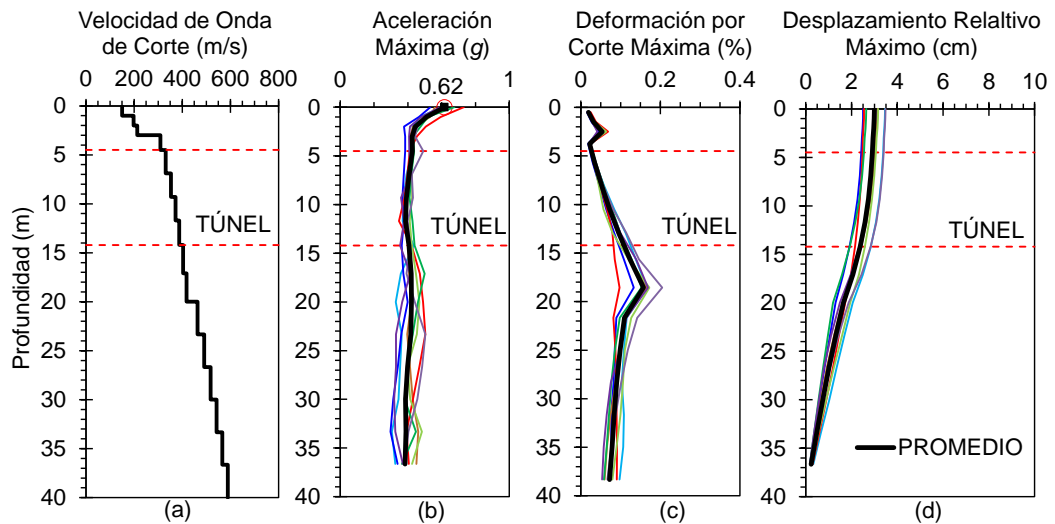


Figura 28. Análisis 1D no lineales de respuesta de sitio con DEEPSOIL, modelo 40 m, promedio de 8 sismos ajustados espectralmente (Sitio Clase B,  $T_r = 1000$  años)

De la Figura 24 y Figura 27, los resultados de los análisis 1D lineales equivalentes para los modelos de 40 m son ligeramente mayores que los de los modelos de 100 m. Esto es debido a que los acelerogramas impuestos en la base de los

modelos de 40 m (obtenidos de los análisis no lineales) son mayores a los acelerogramas de los análisis lineales equivalentes.

Como se puede apreciar en la Figura 25 y Figura 28, los resultados de los análisis 1D no lineales para los modelos de 100 y 40 m de espesor son prácticamente iguales. Los desplazamientos relativos del modelo de 100 m son mayores a los del modelo de 40 m, porque la base del modelo de 100 m se mueve menos que la base del modelo de 40 m; y los desplazamientos totales se obtienen al sumar los desplazamientos relativos y los desplazamientos de la base.

### 3.8. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE RACKING

De los análisis 1D de respuesta de sitio, la deformación promedio por racking en campo libre ( $\Delta_{campo-libre}$ ), de 8 sismos ajustados al espectro de diseño en roca (Sitio Clase B) con periodo de retorno  $T_r = 1000$  años, según AASHTO (2017), se muestra en la Tabla 10. Para el análisis sísmico, se emplearon las  $\Delta_{campo-libre}$  obtenidas de los análisis no lineales.

Tabla 10. Deformación promedio por racking en campo libre (Elaboración propia)

Profundidad del túnel (m)	$\Delta_{campo-libre}$ (cm)	
	Lineal Equivalente	No Lineal
1.0	0.40	<b>0.43</b>
2.0	0.46	<b>0.48</b>
3.0	0.48	<b>0.53</b>
4.0	0.53	<b>0.61</b>

En la Tabla 10, se aprecia que las deformaciones por racking en campo libre del análisis no lineal son ligeramente mayores a las del análisis lineal equivalente.

De un análisis 2D de elementos tipo *frame* (barra), con inercias efectivas (35% de inercia bruta para losas y 70% de inercia bruta para muros), la rigidez lateral del túnel es  $S_1 = 3148$  t/m. Para el caso de 4 m de profundidad, se tiene una  $\Delta_{campo-libre} \approx 0.6$  cm; con  $V = 362$  m/s,  $G = 26\,672$  t/m<sup>2</sup>,  $L = 40.40$  m y  $H = 10.7$  m, se obtiene un factor de flexibilidad  $F = 32$ , y de la Figura 4 (b), con módulo de Poisson  $\nu = 0.2$ , se obtiene un coeficiente de racking  $R \approx 3.0$ . De esta forma, la deformación de la estructura ( $\Delta_{estructura}$ ) es  $0.6 \times 3.0 = 1.8$  cm, ver Tabla 11.

Las cargas de los métodos de Mononobe-Okabe y Racking se aplicaron a la secciones del túnel, modeladas con el programa SAP2000, utilizando elementos tipo *frame* (barra), con inercias efectivas (35% de inercia bruta para losas y 70% de inercia bruta para muros). La interacción suelo-estructura se modeló por medio

de resortes que actúan solamente a compresión en la base del túnel, con un módulo de balasto de  $4000 \text{ t/m}^3$ . Los materiales, cargas y combinaciones de carga están descritos en las secciones 3.2, 3.3 y 3.4, respectivamente. Para los efectos del sismo vertical, se aplicó una carga pseudo-estática vertical, equivalente al producto del coeficiente de aceleración vertical ( $k_v$ ) y la combinación de cargas muertas y del terreno. Según AASHTO (2010),  $k_v$  puede estimarse como  $2/3$  de  $k_h$ ,  $k_v = 2/3 \times 0.63 = 0.42$ . Esta carga pseudo-estática vertical se aplicó hacia arriba y hacia abajo.

Tabla 11. Cálculo de deformación por racking del túnel (Elaboración propia)

Profundidad del túnel (m)	$G \text{ (t/m}^2\text{)}$	$F$	$R$	$\Delta_{\text{campo-libre}}$ (cm)	$\Delta_{\text{estructura}}$ (cm)
1.0	21 204	25	2.94	0.43	1.3
2.0	23 623	28	2.97	0.48	1.4
3.0	25 477	30	2.98	0.53	1.6
4.0	26 672	32	2.99	0.61	1.8

### 3.9. ANÁLISIS SÍSMICO CON PLAXIS 2D

#### 3.9.1. Calibración del modelo en PLAXIS 2D

Se realizó un modelo de suelo sin túnel en el programa PLAXIS 2D, para calibrar los resultados a los obtenidos con el análisis 1D no lineal de respuesta de sitio. La Figura 29 muestra el modelo de suelo de 160 m de ancho y 40 m de espesor, con elementos triangulares de 15 nodos. La base del modelo tiene restricciones en los desplazamientos horizontales y verticales ( $u_x = 0$ ;  $u_y = 0$ ), los extremos derecho e izquierdo solo tienen restricciones horizontales ( $u_x = 0$ ;  $u_y = \text{libre}$ ), y la superficie no presenta restricciones. Se han considerado bordes absorbentes en los extremos derecho e izquierdo para evitar que las ondas se reflejen falsamente en los extremos del modelo.

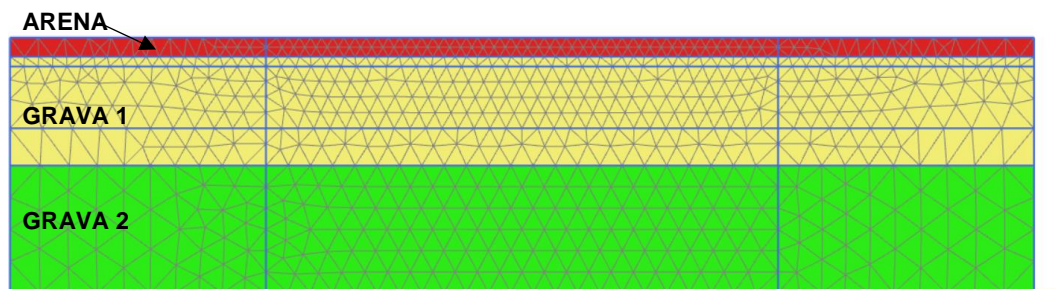


Figura 29. Modelo de suelo sin túnel en PLAXIS 2D

La parte central del modelo cumple con la condición del tamaño de los elementos según Kuhlemeyer y Lysmer (1973), ver sección 2.8.3, ecuación (49). Para  $V_{s-min} = 150$  m/s y  $f_{max} = 10$  Hz, se tiene  $\Delta l_{nodo} = 150/(10 \times 10) = 1.5$  m.

El suelo se modeló con el tipo de material *Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness* ( $HS_{small}$ ). Sus propiedades se muestran en la Tabla 12. Los valores de  $m$  fueron elegidos de forma que las velocidades de corte, calculadas en PLAXIS 2D, se ajusten al perfil de velocidades usado, ver Figura 30(a). Se escogieron valores de  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  y  $E_{ur}^{ref}$  para obtener valores de  $E_{oed} \approx E_{50}$ , ver Figura 30(b), correspondientes a ensayos triaxiales del tipo del material del suelo.

Tabla 12. Parámetros de suelo  $HS_{small}$  en PLAXIS 2D (Elaboración propia)

	$\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ kN/m <sup>3</sup>	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\Phi$ °	$v_{ur}$ -	$E_{50}^{ref}$ kN/m <sup>2</sup>	$E_{oed}^{ref}$ kN/m <sup>2</sup>	$E_{ur}^{ref}$ kN/m <sup>2</sup>	$G_0^{ref}$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{0.7}$ -	$m$ -
Arena (0-3 m)	16.7	17.6	1	29	0.2	1.354E4	9.835E3	4.062E4	2.116E5	1.8E-4	0.52
Grava 1 (3-20 m)	17.7	19.6	5	35	0.2	3.999E4	2.327E4	1.397E5	3.879E5	1.6E-4	0.47
Grava 2 (20-40 m)	17.7	19.6	5	35	0.2	3.656E4	1.734E4	1.661E5	4.613E6	1.6E-4	0.90

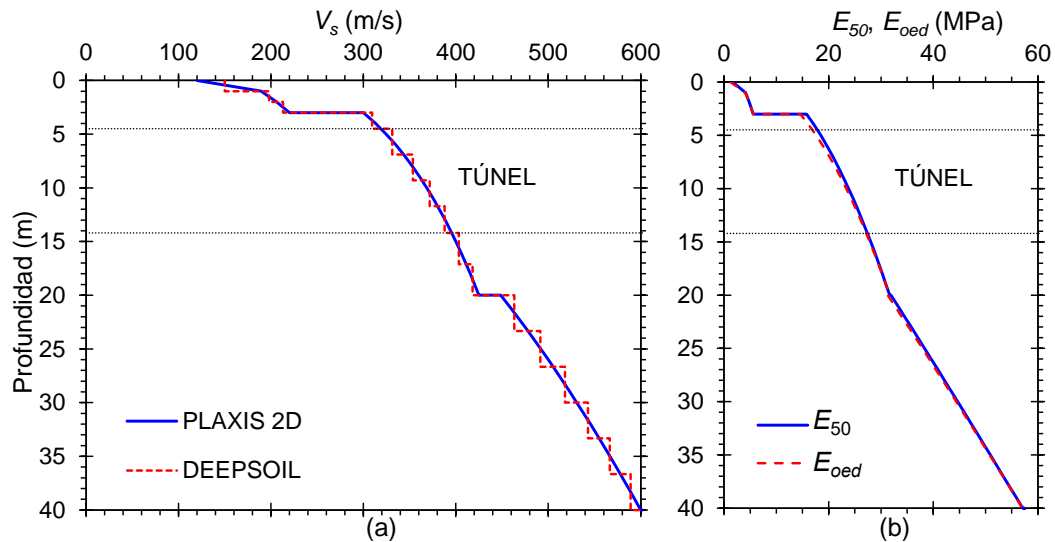


Figura 30. Propiedades del suelo en PLAXIS 2D: (a) velocidades de onda de corte; (b) rigidez secante al 50% del máximo esfuerzo desviador y rigidez edométrica

En la sección 2.8.6, la Figura 18 muestra la elección de las frecuencias objetivo para el cálculo de los coeficientes de Rayleigh. Para una razón de amortiguamiento de 1.0%, frecuencias objetivo de 2.18 y 13.57 Hz, se obtienen coeficientes de Rayleigh  $\alpha = 0.2360$  y  $\beta = 2.021 \cdot 10^{-4}$ .

El sismo se aplicó en la base del modelo (base rígida), introduciendo las aceleraciones obtenidas a 40 m de profundidad de los análisis no lineales con DEEPSOIL (*within motions*), como se expone en Pestana, 2016.

La Figura 31 muestra la comparación entre los espectros de amplitudes de Fourier y los espectros de aceleraciones, obtenidos para el depósito de suelo de 40 m de espesor con el sismo 2001-Arequipa-Moquegua-EW, a diferentes profundidades.

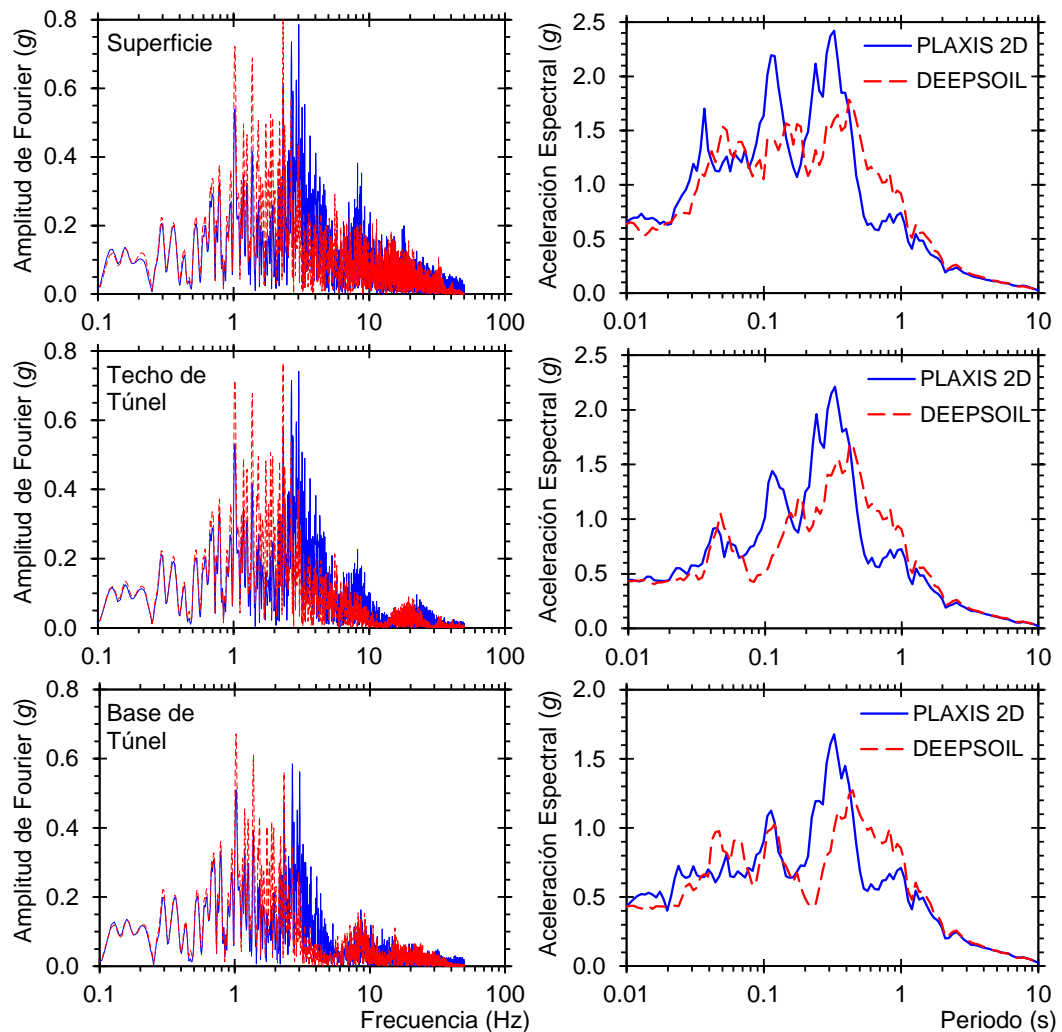


Figura 31. Comparación de espectros de amplitudes de Fourier y espectros de aceleraciones de análisis no lineales con PLAXIS 2D y DEEPSOIL, en diferentes profundidades

Se puede apreciar que los espectros de amplitudes de Fourier, obtenidos de los análisis con PLAXIS 2D y DEEPSOIL (1D), son muy similares. Lo que indica que la caracterización del sismo, en el rango de frecuencias mostrado, es similar desde la base hasta la superficie en ambos análisis. Los espectros de aceleraciones, también son similares y se asemejan aún más para periodos largos. Esto se debe al contenido de frecuencias bajas del sismo empleado, ver Figura 18(b).

### 3.9.2. Modelos en PLAXIS 2D

Se realizaron modelos del túnel con en el programa PLAXIS 2D, para las distintas profundidades de 1 a 4 m. La Figura 32 muestra un modelo de suelo de 400 m de ancho y 40 m de espesor. Las características del modelo —elementos triangulares, condiciones de borde, condición del tamaño de los elementos en la zona central, materiales del suelo— son las mismas que para el modelo calibrado (suelo solo). Las losas y muros del túnel se modelaron con elementos elásticos. El cálculo de sus rigideces axiales y flexionales se muestra en la Tabla 13. El relleno interior se ingresó como una carga uniformemente distribuida sobre la base del túnel. El sismo se aplicó en la base del modelo (base rígida), introduciendo las aceleraciones obtenidas a 40 m de profundidad de los análisis no lineales con DEEPSOIL (*within motions*), como se expone en Pestana, 2016.

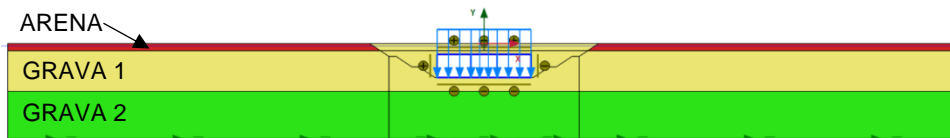


Figura 32. Modelo del túnel en PLAXIS 2D, profundidad 4 m.

La Tabla 14 muestra los coeficientes de Rayleigh,  $\alpha$  y  $\beta$ , con una razón de amortiguamiento de 1%, según sus frecuencias objetivo ( $f_1$  y  $f_2$ ) para cada sismo.

El proceso constructivo del túnel se muestra en la Figura 33. No se muestra la carga del relleno interior por claridad.

Tabla 13. Propiedades del túnel (Elaboración propia)

	$b$ m	$h$ m	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_c$ kN/m <sup>2</sup>	$A$ m <sup>2</sup>	$I_b$ m <sup>4</sup>	% $I_b$ %	$I_e$ m <sup>4</sup>	$E_c \cdot A$ kN	$E_c \cdot I_e$ kN·m <sup>2</sup>
<b>Losas</b>	1.00	1.00	350	27529244	1.00	0.0833	35%	0.0292	2.753E7	8.029E5
<b>Muros</b>	1.00	1.00	350	27529244	1.00	0.0833	70%	0.0583	2.753E7	1.606E6

Tabla 14. Coeficientes de Rayleigh para cada sismo (Elaboración propia)

SISMO	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$\alpha$	$\beta$
2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-EW	2.18	13.57	0.2360	2.021E-04
2001-AREQUIPA-MOQUEGUA-NS	2.20	14.29	0.2396	1.930E-04
2005-TARAPACÁ-CUYA-EW	2.20	13.96	0.2388	1.970E-04
2005-TARAPACÁ-CUYA-NS	2.26	14.65	0.2460	1.882E-04
2005-TARAPACÁ-PICA-EW	2.14	11.55	0.2269	2.325E-04
2005-TARAPACÁ-PICA-NS	2.21	14.29	0.2405	1.929E-04
2010-MAULE-MELIPILLA-EW	2.14	10.80	0.2244	2.460E-04
2010-MAULE-MELIPILLA-NS	2.20	14.47	0.2400	1.909E-04



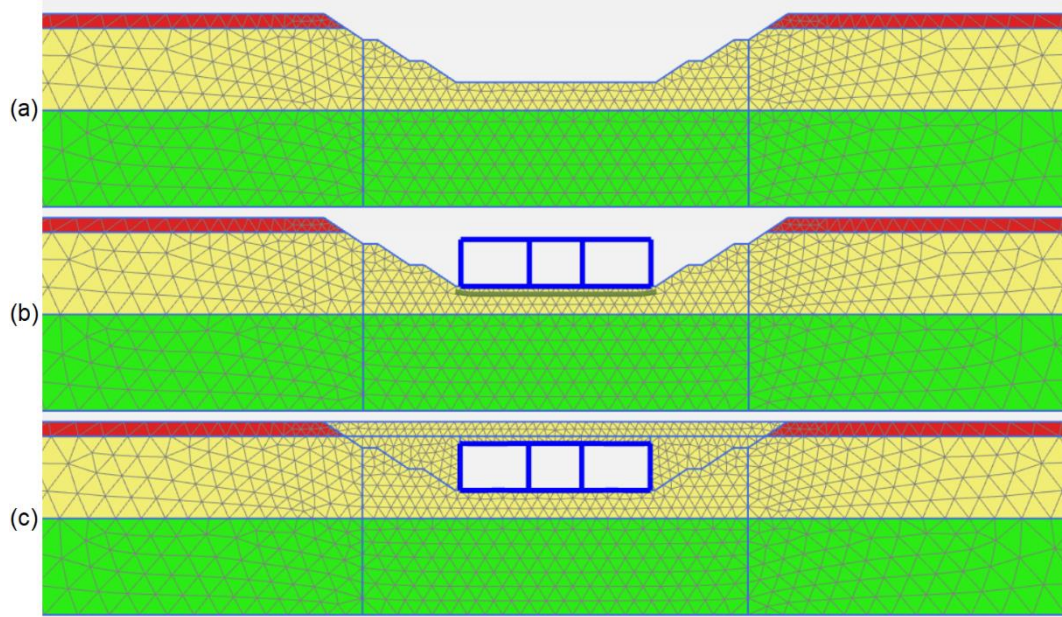


Figura 33. Proceso constructivo: (a) Depresión del *NF* y excavación; (b) Túnel; (c) Relleno y restauración del *NF*

## CAPÍTULO IV: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. RESULTADOS CON MONONOBE-OKABE

Los diagramas de momentos flectores (DMF) y diagramas de fuerzas cortantes (DFC) del túnel, para el estado límite Evento Extremo I (que es el que gobierna), con el método de Mononobe-Okabe (M-O), se muestran de la Figura 34 a la Figura 37 (parte izquierda), para las diferentes profundidades analizadas. Las líneas rojas y azules son una ayuda visual para representar los valores máximos y mínimos.

### 4.2. RESULTADOS CON RACKING

Los diagramas de momentos flectores (DMF) y diagramas de fuerzas cortantes (DFC) del túnel, para el estado límite Evento Extremo I (que es el que gobierna), con el método de Racking, se muestran de la Figura 34 a la Figura 37 (parte derecha), para las diferentes profundidades analizadas.

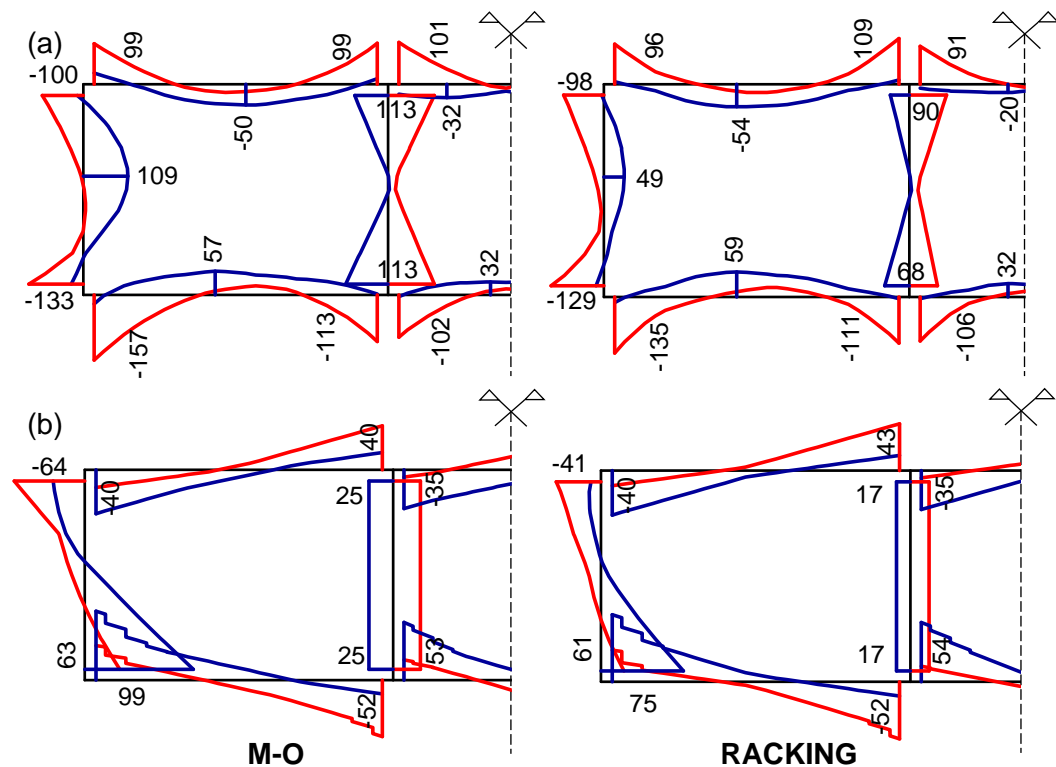


Figura 34. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 1 m

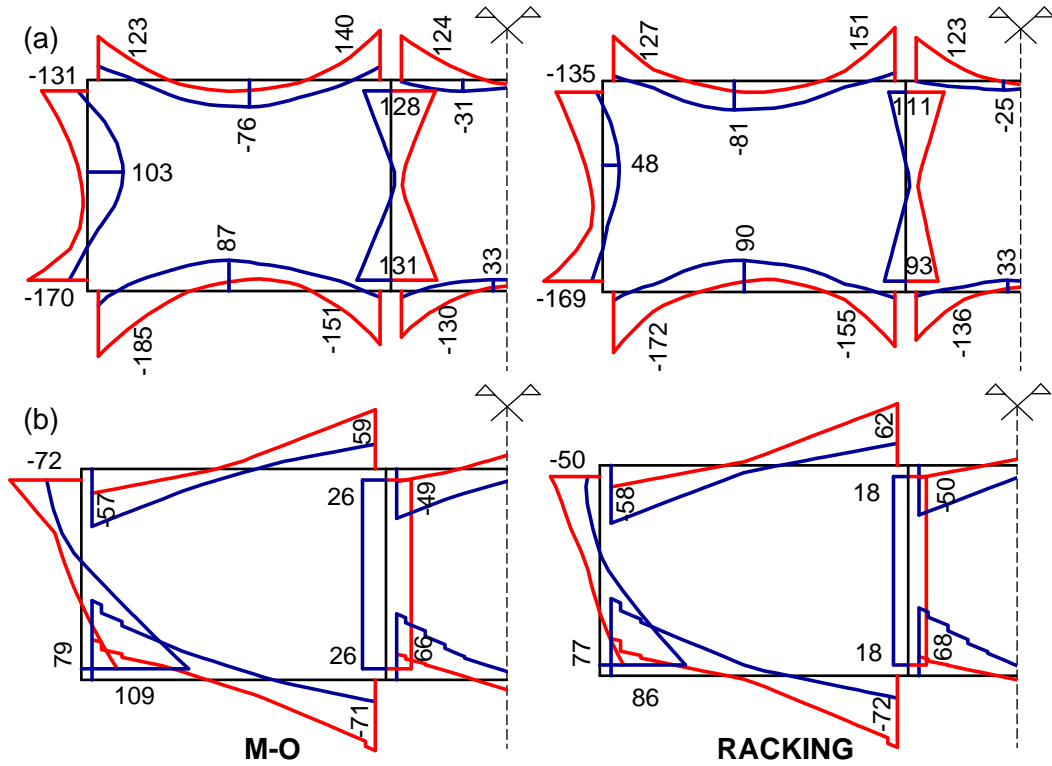


Figura 35. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 2 m

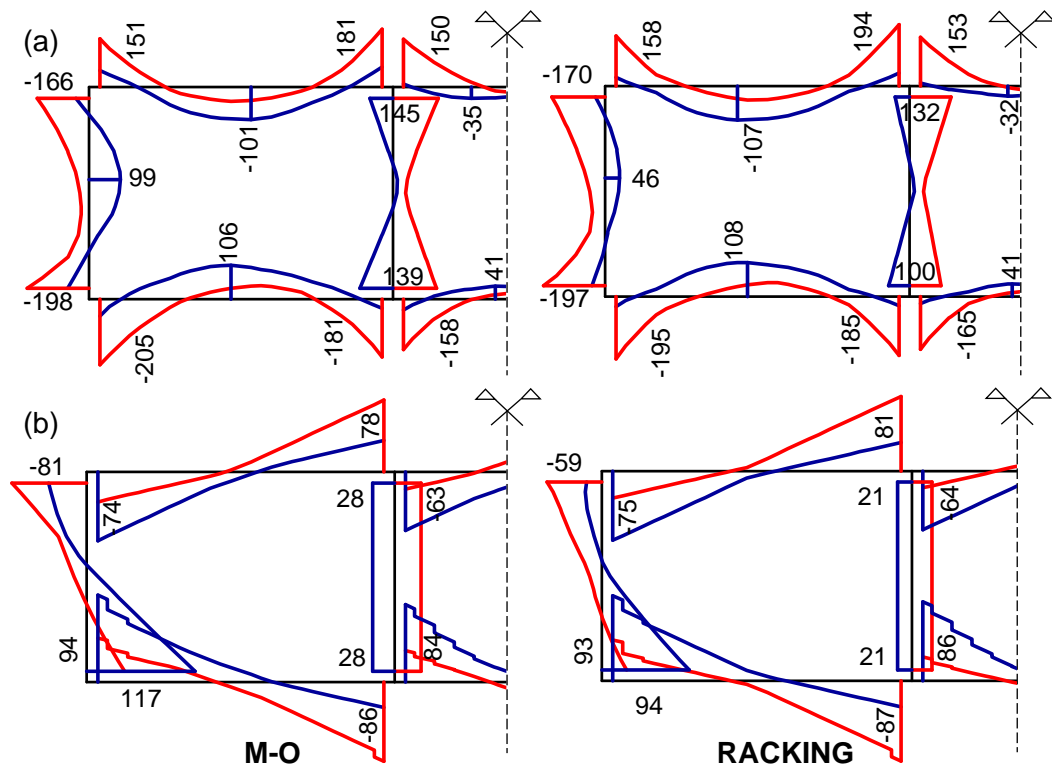


Figura 36. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 3 m

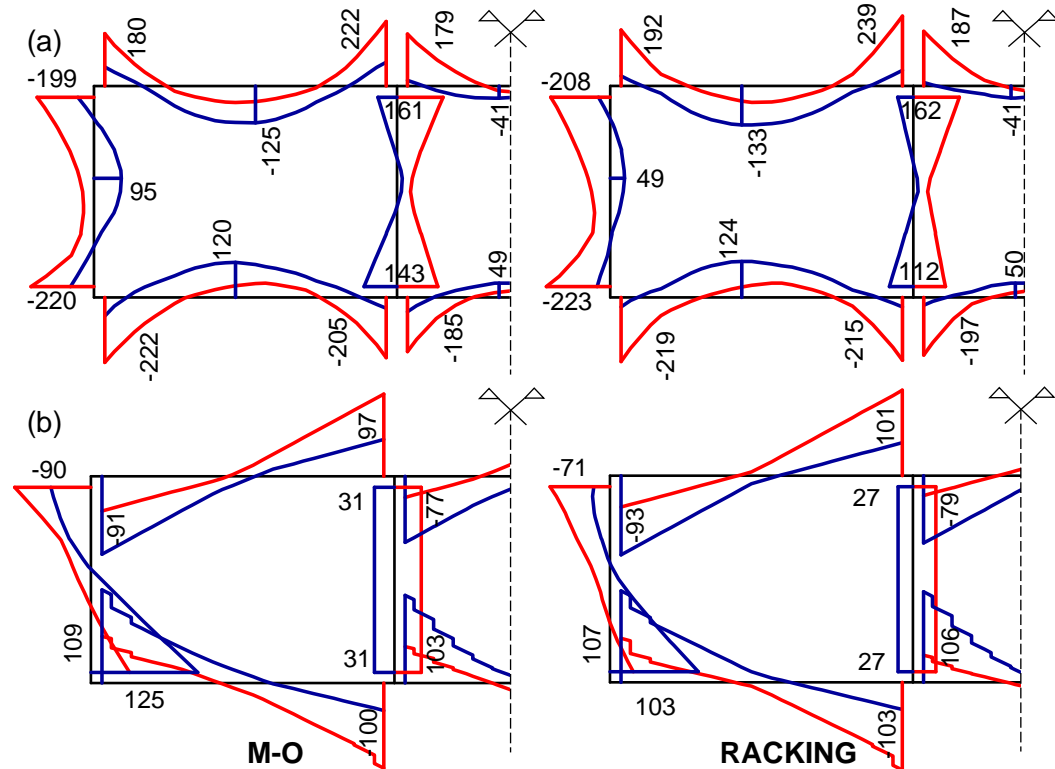


Figura 37. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Mononobe-Okabe, Racking, prof. 4 m

### 4.3. RESULTADOS CON PLAXIS 2D

La Figura 38 y Figura 39 muestran los diagramas de momentos flectores (DMF) y diagramas de fuerzas cortantes (DFC) del túnel, respectivamente. Calculados para el estado límite de Evento Extremo I, con el sismo 2001-Arequipa-Moquegua-EW. Estos resultados se exportaron a Excel para facilitar la lectura de fuerzas en el túnel, y se muestran en la Figura 40.

En la Figura 38 se aprecia un momento flector máximo de 2837 kN-m/m, que corresponde a la esquina inferior izquierda del túnel. Este valor equivale a 289 t-m/m, como se muestra en la Figura 40(a). En la Figura 39 se aprecia una fuerza cortante máxima de 1215 kN/m, que corresponde a la esquina inferior derecha del túnel. Este valor equivale a 124 t/m, como se muestra en la Figura 40(b).

Los resultados del estado límite Evento Extremo I, para los 8 registros sísmicos empleados, se han promediado y se muestran a continuación. Los diagramas de momentos flectores y de fuerzas cortantes del túnel, se muestran de la Figura 41 a la Figura 44, para las diferentes profundidades analizadas. Se muestran fuerzas a la cara de los elementos.

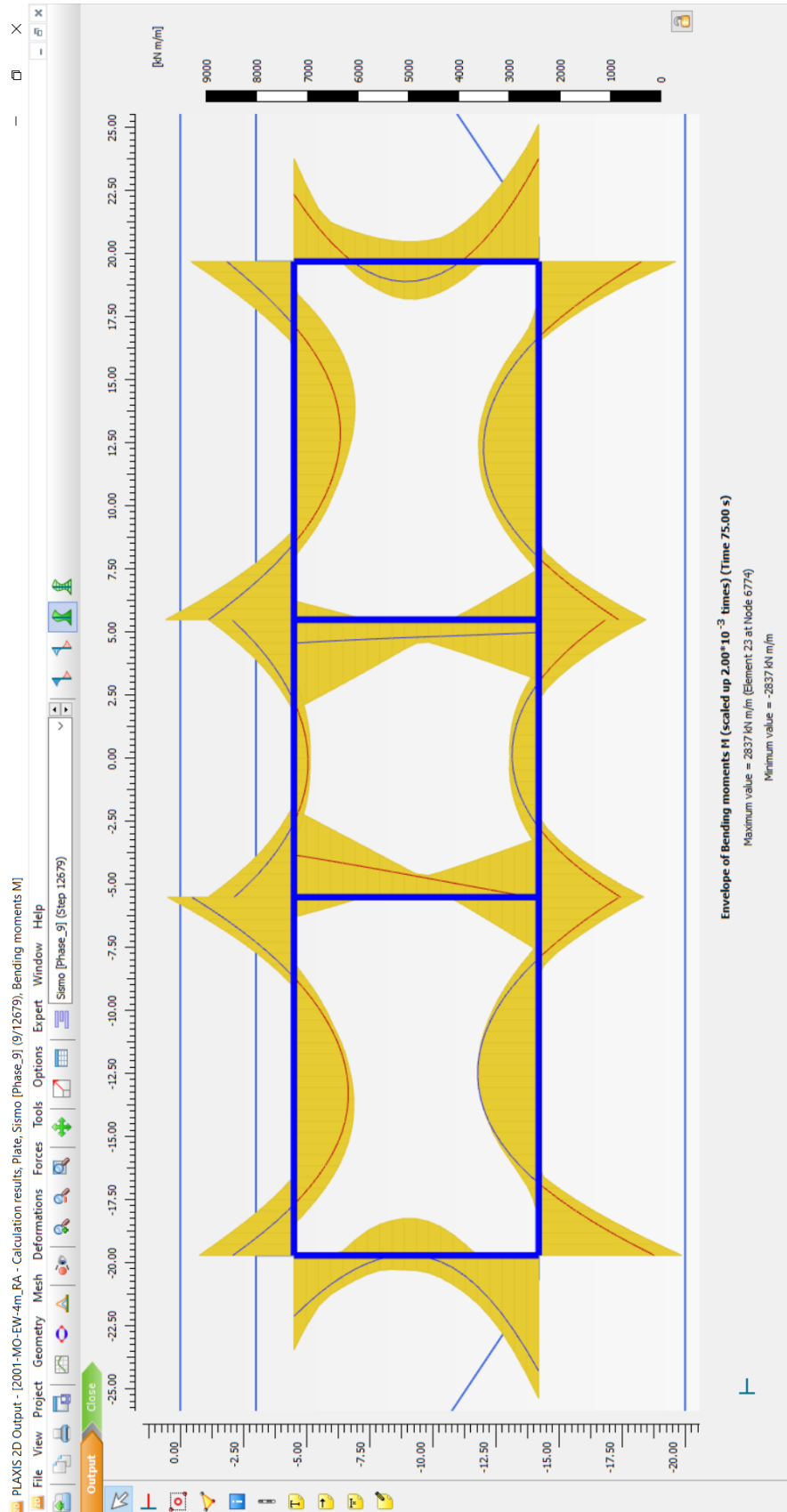


Figura 38. DMF (t-m/m), Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-  
MOQUEGUA-EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m

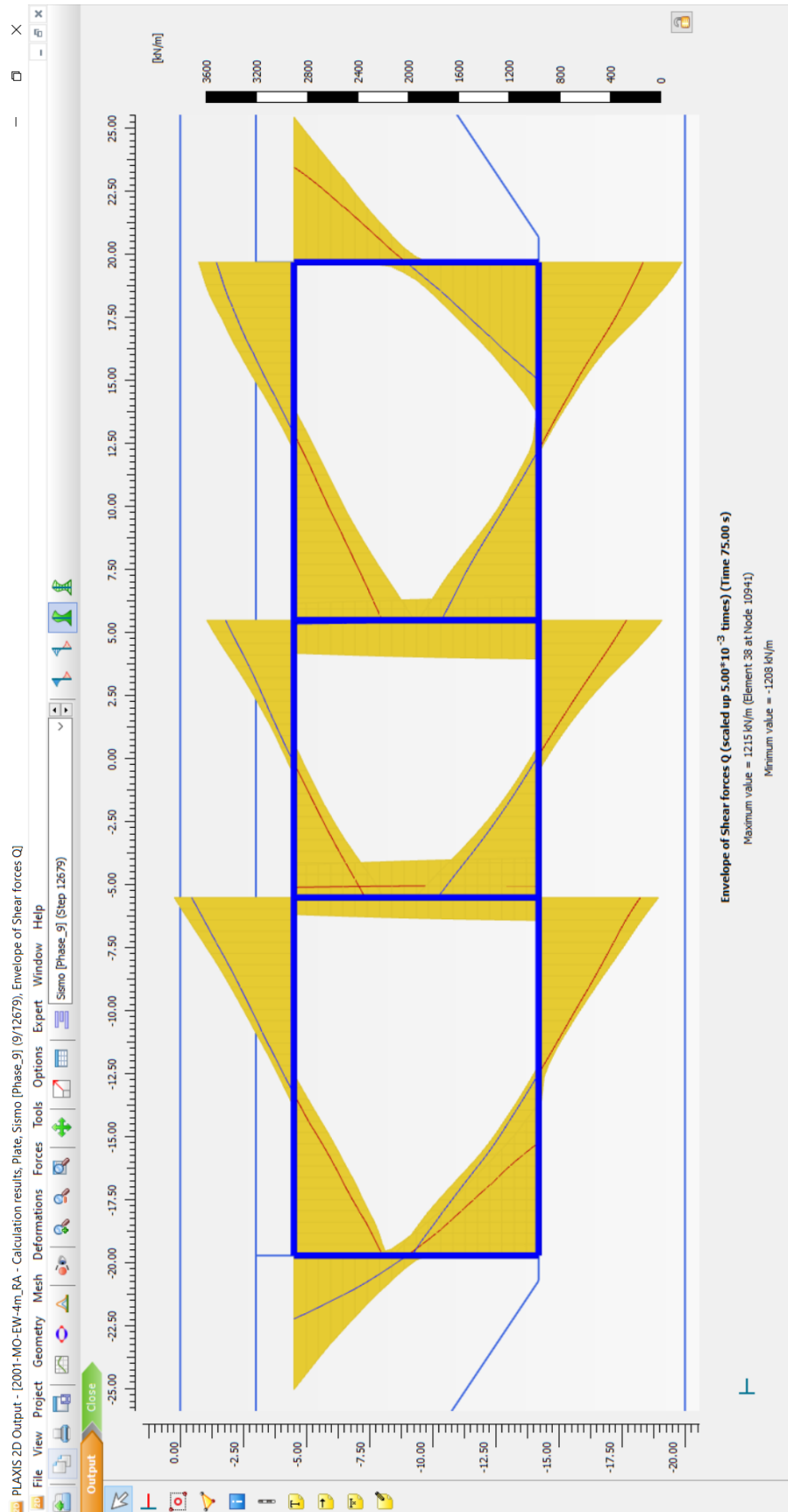


Figura 39. DFC (t/m), Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-  
EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m

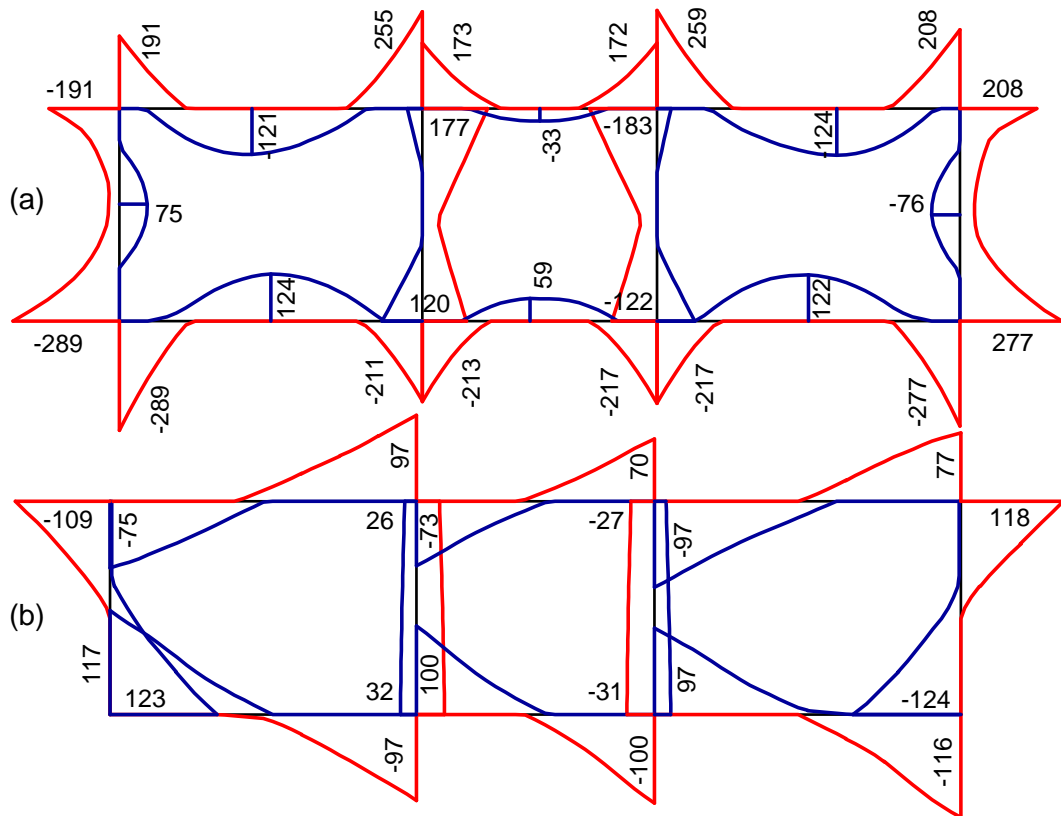


Figura 40. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, 2001- AREQUIPA-MOQUEGUA-EW, PLAXIS 2D, profundidad 4 m

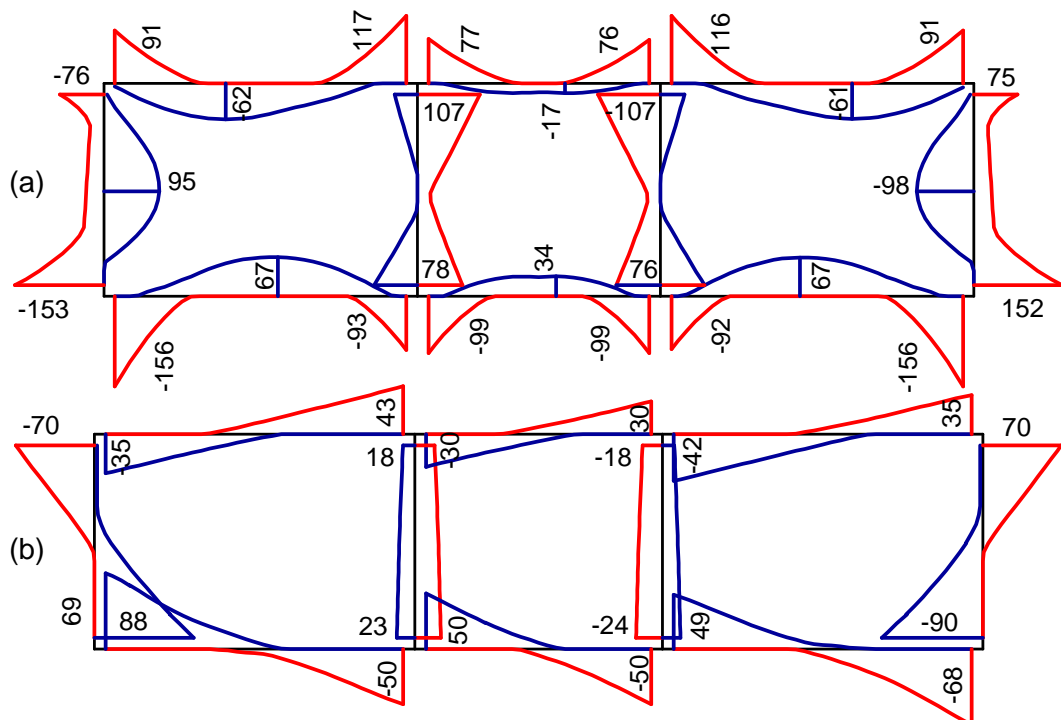


Figura 41. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 1 m

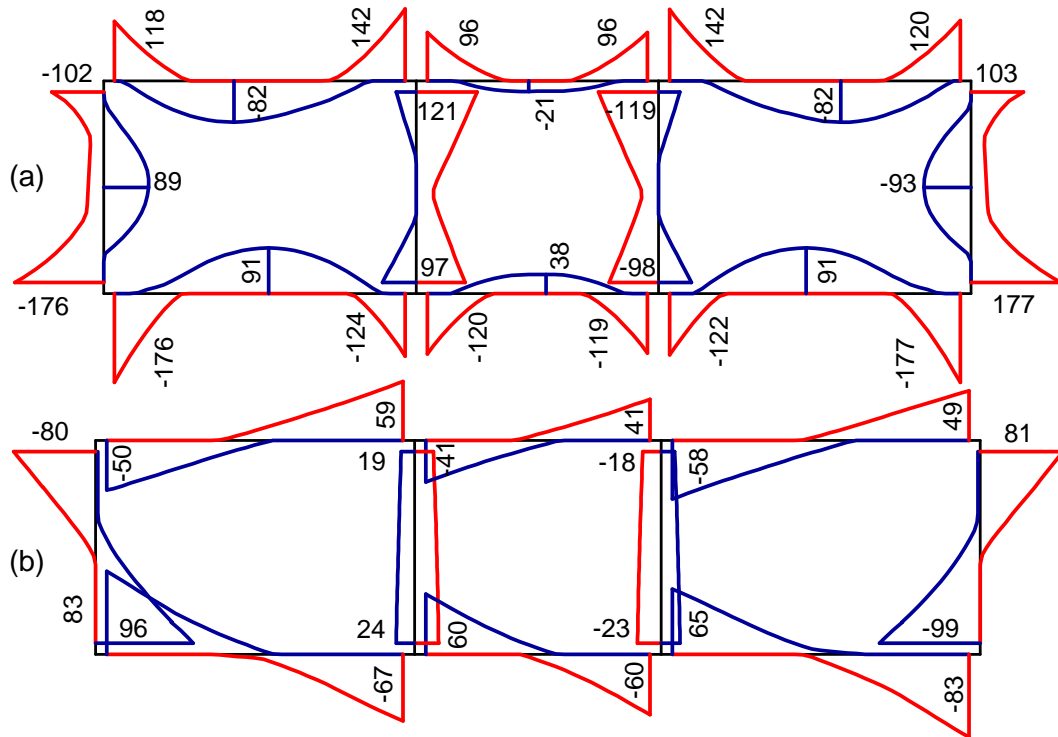


Figura 42. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 2 m

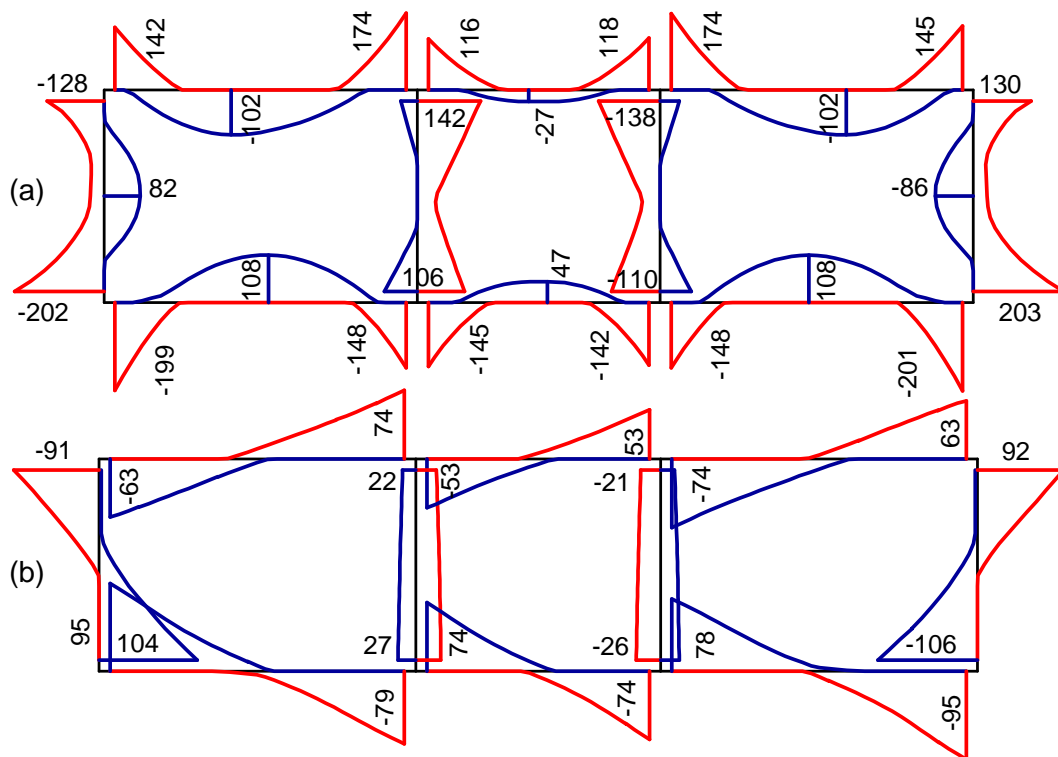


Figura 43. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 3 m



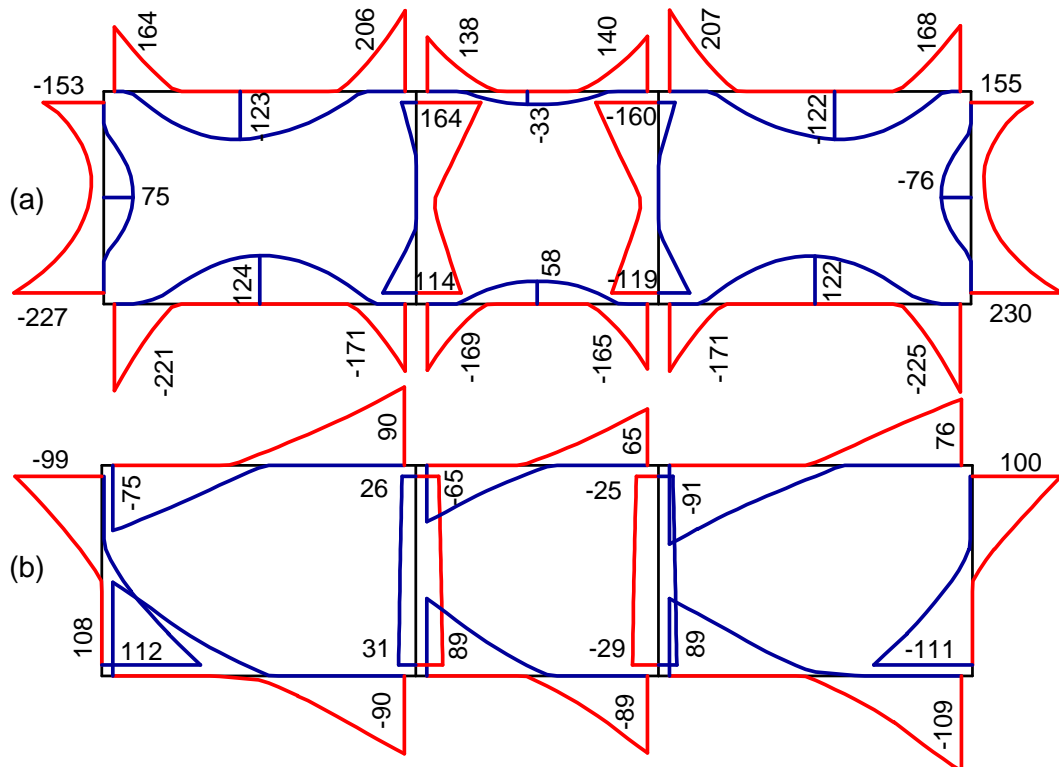


Figura 44. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, PLAXIS 2D, profundidad 4 m

#### 4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En general, los momentos y cortantes en las losas, obtenidos con los métodos de Mononobe-Okabe (M-O) y Racking, son muy similares, con una diferencia inferior a  $\pm 10\%$ . Mientras que, los momentos y cortantes en los muros, obtenidos con el método de M-O, son mayores a los del Racking.

Los momentos obtenidos en el tramo central de los muros exteriores con el método de M-O son considerablemente mayores a los del Racking, con una diferencia de 122% a 94%, disminuyendo con la profundidad. Esto es debido a que, en el método de M-O, el empuje sísmico se concentra en uno de los muros extremos del túnel, mientras que en el método del Racking, este se distribuye equitativamente en ambos muros extremos.

Los momentos en la base y tope de los muros exteriores, obtenidos con los métodos de M-O y Racking, son muy similares ( $\pm 4\%$ ). Mientras que, los momentos obtenidos en los muros interiores con el método de M-O son mayores a los del Racking. Con una diferencia de 66% a 27% en la base, y de 26% a 0% en el tope, disminuyendo con la profundidad.

Los cortantes obtenidos en los muros exteriores con el método de M-O son mayores a los del Racking, con una diferencia de 32% a 21% en la base, y de 58% a 27% en el tope, disminuyendo con la profundidad. Mientras que, los cortantes obtenidos en los muros interiores con el método de M-O son mayores a los del Racking. Con una diferencia de 45% a 16%, disminuyendo con la profundidad.

Los momentos y cortantes obtenidos con la envolvente de los métodos de Mononobe-Okabe y Racking representan una buena aproximación a los de PLAXIS 2D. En general, los momentos y cortantes obtenidos en los muros con esta envolvente son mayores a los de PLAXIS 2D. Exceptuando los muros exteriores, donde los momentos en la base y los cortantes en el tope son ligeramente menores. Mientras que, los momentos y cortantes obtenidos en las losas con dicha envolvente son parecidos a los de PLAXIS 2D.

Los momentos obtenidos en el tramo central de los muros exteriores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de 11% a 25%, aumentando con la profundidad. Los momentos obtenidos en la base de los muros exteriores con esta envolvente son ligeramente menores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -13% a -3%, disminuyendo con la profundidad. Mientras que, los momentos obtenidos en el tope de los muros exteriores con dicha envolvente son mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de 32% a 34%.

Los momentos obtenidos en los muros interiores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de 44% a 20% en la base, y de 6% a -1% en el tope, disminuyendo con la profundidad.

Los cortantes obtenidos en la base de los muros exteriores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son ligeramente mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de 10% a 13%, aumentando con la profundidad. Mientras que, los cortantes obtenidos en el tope de los muros exteriores con esta envolvente son ligeramente menores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -8% a -12%.

Los cortantes obtenidos en los muros interiores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son ligeramente mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de 1% a 7%.

Los momentos obtenidos en las losas inferiores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son, generalmente, mayores a los de PLAXIS 2D, con una

diferencia de 14% a 27% en la cara del muro interior, y de -1% a 4% en la cara del muro exterior. Mientras que, los momentos obtenidos en el tramo central de las losas inferiores con esta envolvente son ligeramente menores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -12% a 0%.

Los momentos obtenidos en las losas superiores con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son, generalmente, mayores a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -6% a 15% en la cara del muro interior, y de 6% a 14% en la cara del muro exterior. Mientras que, los momentos obtenidos en el tramo central de las losas superiores con esta envolvente son similares a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -13% a 8%.

Los cortantes obtenidos en las losas con la envolvente de los métodos de M-O y Racking son muy similares a los de PLAXIS 2D, con una diferencia de -5% a 3% en las losas inferiores, y de -5% a -1% en las losas superiores. Esto indica que, estimar la aceleración vertical como  $2/3$  de la horizontal, es una buena aproximación.

Para una comparación directa, se ha graficado la envolvente de los métodos de M-O y Racking y los resultados del análisis con PLAXIS 2D en las siguientes figuras. Donde se han implementado escalas gráficas para facilitar la lectura de los resultados.

La comparación de los diagramas de momentos flectores (DMF) del túnel para el estado límite Evento Extremo I, se muestra de la Figura 45(a) a la Figura 48(a), para las diferentes profundidades analizadas.

La comparación de los diagramas de fuerzas cortantes (DFC) del túnel para el estado límite Evento Extremo I, se muestra de la Figura 45(b) a la Figura 48(b), para las diferentes profundidades analizadas.

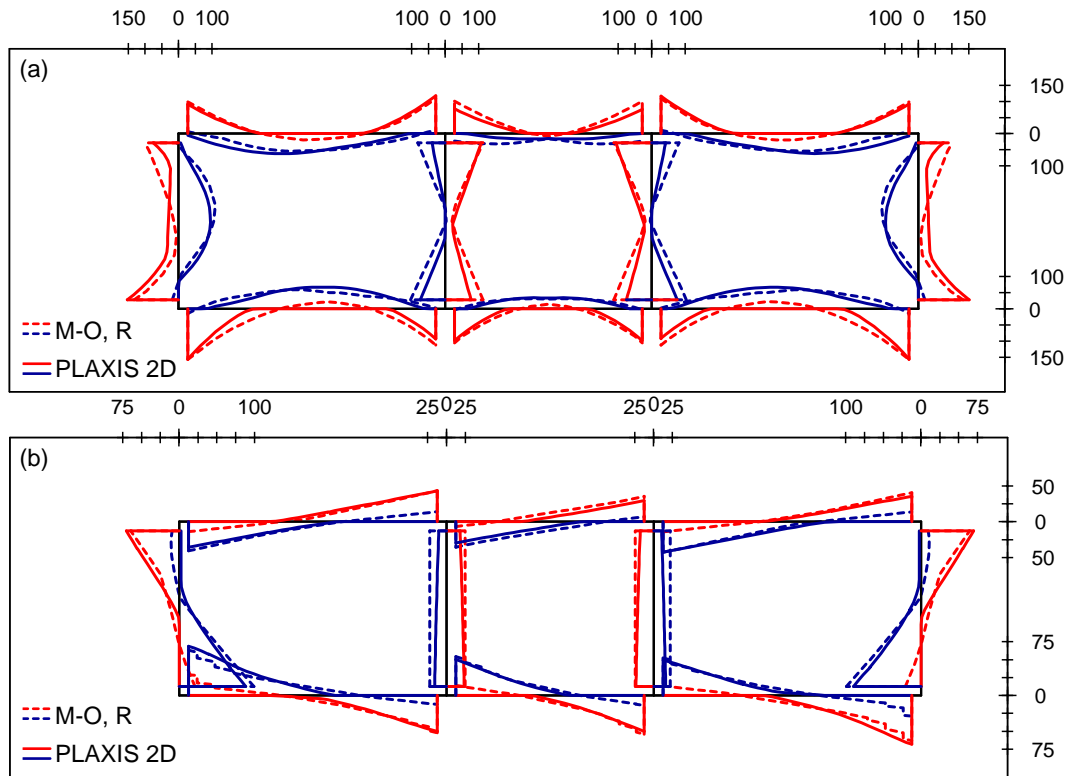


Figura 45. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envoltura de M-O y Racking, profundidad 1 m

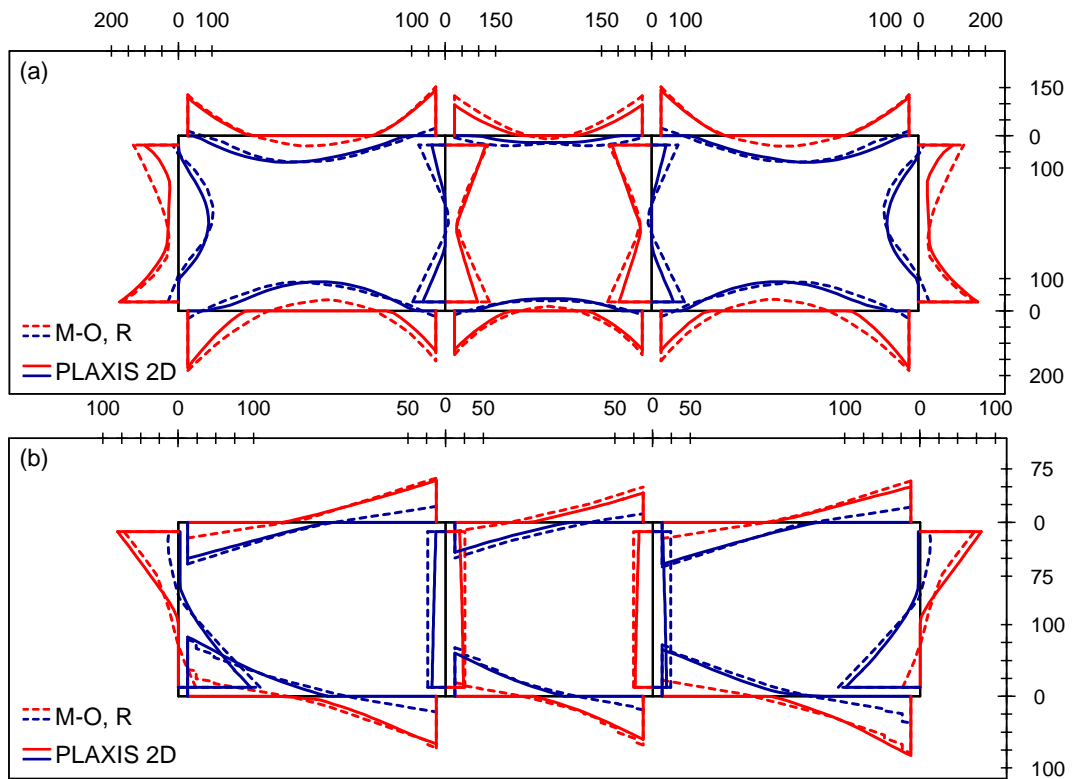


Figura 46. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envoltura de M-O y Racking, profundidad 2 m

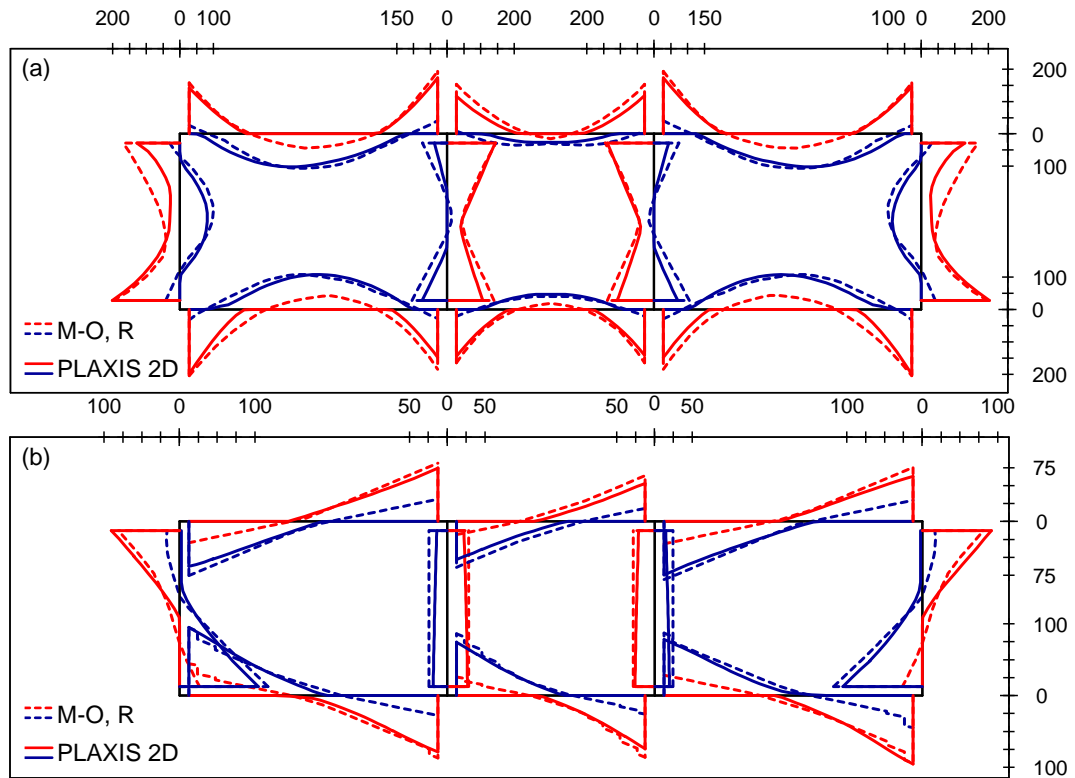


Figura 47. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envoltorio de M-O y Racking, profundidad 3 m

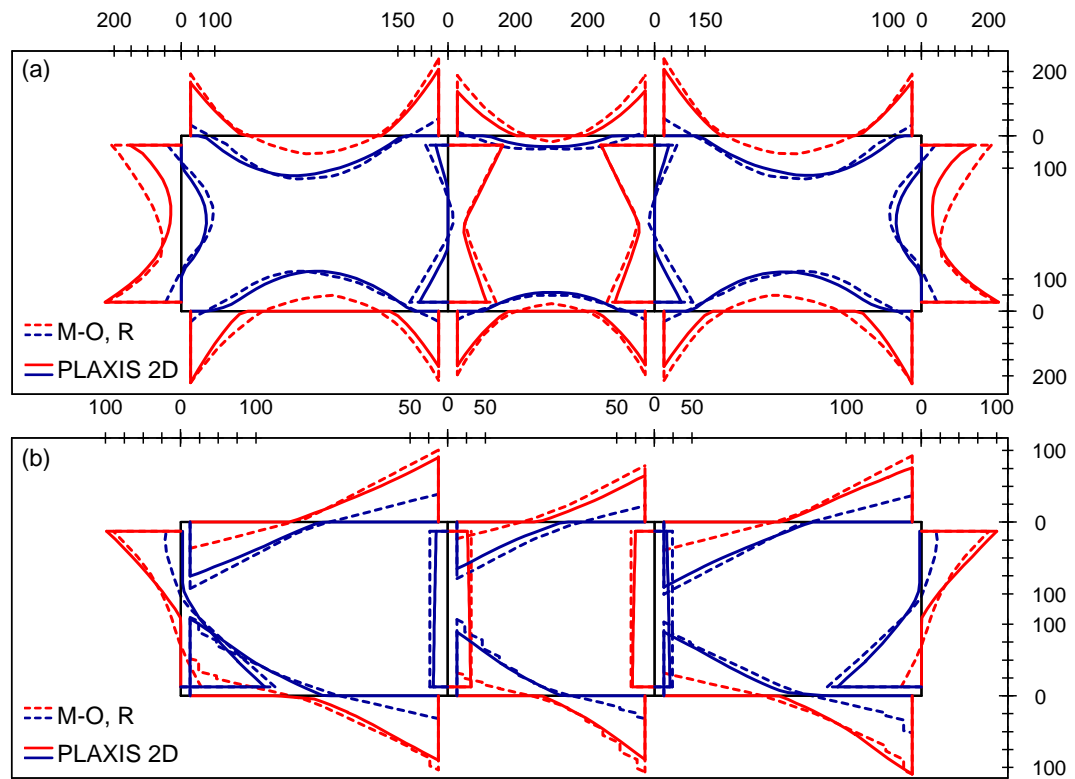


Figura 48. (a) DMF (t-m/m); (b) DFC (t/m); Evento Extremo I, Comparación PLAXIS 2D vs Envoltorio de M-O y Racking, profundidad 4 m

## CONCLUSIONES

Para el perfil de suelo y túnel analizados, se concluye que:

Los momentos y cortantes obtenidos con la envolvente de los métodos de Mononobe-Okabe (M-O) y Racking representan una buena aproximación a los de PLAXIS 2D. En general, los momentos y cortantes obtenidos en los muros con esta envolvente son mayores a los de PLAXIS 2D. Exceptuando los muros exteriores, donde los momentos en la base y los cortantes en el tope son ligeramente menores. Mientras que, los momentos y cortantes obtenidos en las losas con dicha envolvente son parecidos a los de PLAXIS 2D.

En general, los momentos y cortantes en las losas, obtenidos con los métodos de Mononobe-Okabe y Racking, son muy similares, con una diferencia inferior a  $\pm 10\%$ . Mientras que, los momentos y cortantes en los muros, obtenidos con el método de M-O, son mayores a los del Racking.

El tipo de suelo influye en estos resultados de la siguiente manera: para suelos más rígidos, se obtienen menores deformaciones y, por lo tanto, menores fuerzas en el túnel; para suelos más blandos, se obtienen mayores deformaciones y, por lo tanto, mayores fuerzas en el túnel.

Para suelos saturados, se trabaja con las propiedades efectivas del suelo (por ejemplo: esfuerzos efectivos, peso específico sumergido = peso específico saturado - peso específico del agua).

En suelos saturados, se puede considerar que la acción sísmica causa o no exceso de presión de poros.

Para el perfil de suelo empleado, se analizaron las fuerzas laterales totales con el método de Mononobe-Okabe (empuje activo del terreno+ empuje adicional sísmico + presión de agua), sin y con exceso de presión de poros.

Se hizo un análisis de sensibilidad, variando el parámetro de Skempton ( $B$ ) —que relaciona el exceso de presión de poros con el esfuerzo efectivo vertical inicial— con valores de 0.05 a 1.00 y se encontró que, para el túnel y perfil de suelo analizados, considerar exceso de presión de poros produce una menor fuerza lateral total. Por lo tanto, se optó que el sismo no genera exceso de presión de poros (caso más conservador). Además, considerar el exceso de presión de poros en programas de cómputo como PLAXIS 2D, representa un tiempo de cálculo considerablemente mayor.

Los suelos arenosos saturados ante la acción sísmica pueden presentar el fenómeno de licuación; sin embargo, según el estudio de mecánica de suelos, no hay licuación.

La respuesta de la estructura del túnel variaría si la excavación encuentra roca a poca profundidad. Esta respuesta depende de dónde se apoye el túnel. Si, por ejemplo, el túnel se apoyase sobre un estrato de suelo a unos 15 m de profundidad y la roca base se encontrase a 50 m, la respuesta de la estructura sería menor, pues al tener roca a poca profundidad, se tendría un menor espesor de estrato de suelo y una menor amplificación del mismo. Lo que implica menores deformaciones del suelo y menores intensidades del movimiento sísmico en el estrato de suelo. Si el túnel se apoyase sobre roca, Wang (1993) concluyó que se obtendría una mayor deformación por racking, lo que generaría una mayor respuesta del túnel. Normalmente se espera un incremento en la deformación por corte cerca a la interfase de dos medios geológicos con cambio abrupto de rigidez. Por lo que se debe tener mucho cuidado al estimar deformaciones por corte en un estrato de suelo blando, que se encuentre inmediatamente sobre una base rígida como, por ejemplo, roca (Wang, 1993).

Para análisis bidimensionales, no es necesario modelar todo el suelo hasta la roca base. Basta con modelar el suelo hasta un estrato relativamente rígido (para este caso, a una profundidad 40 m con  $V_s = 600$  m/s) y emplear las aceleraciones obtenidas de los análisis 1D a esa profundidad, con una base rígida.

Con respecto al análisis unidimensional de respuesta de sitio, las máximas deformaciones unitarias por corte ocurren en las zonas de cambio de rigidez del suelo. Para el perfil analizado, esto ocurre a la profundidad de 20 m, con una deformación unitaria por corte máxima promedio de 0.16%.

Los resultados del análisis lineal equivalente, como la variación con la profundidad de la aceleración máxima, máxima deformación unitaria por corte, y desplazamiento relativo máximo, son menores a los del análisis no lineal. Esto se debe a la no linealidad del suelo y a los sismos fuertes empleados ( $PGA > 0.5$ ).

Al modelar el amortiguamiento del suelo, el amortiguamiento histerético (en el rango de pequeñas deformaciones) resulta menor al amortiguamiento observado en datos experimentales. Por lo tanto, se necesita un amortiguamiento adicional independiente del nivel de deformaciones. Esto puede lograrse a través del amortiguamiento de Rayleigh.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda emplear tanto el método de Racking como el de Mononobe-Okabe para el análisis de túneles rectangulares y utilizar la envolvente de las fuerzas obtenidas de ambos métodos para el diseño estructural.

Es recomendable modelar tanto el suelo y la estructura con programas de cómputo como, por ejemplo, PLAXIS 2D en casos donde los métodos simplificados no apliquen, como el escenario de una sección asimétrica de túnel con reservorio en uno de sus lados.

Para el análisis unidimensional de respuesta de sitio, se recomienda realizar análisis lineales equivalentes en conjunto con los análisis no lineales. Los análisis lineales equivalentes son más sencillos y ayudan a identificar posibles errores en los análisis no lineales. Además, pueden usarse los gráficos de Factor de Amplificación y Amplitud de Fourier, obtenidos de los análisis lineales equivalentes, para obtener las frecuencias objetivo y calcular los coeficientes  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  del amortiguamiento de Rayleigh.

Al modelar la base de la columna de suelo, se debe escoger una base elástica si se usa un movimiento en roca aflorante (*rock outcropping motion*), que es la situación más común. Si el movimiento sísmico fue obtenido dentro de una columna de suelo (*within motion*), se debe elegir una base rígida. Se deben usar filtros no causales en los *within motions* para evitar distorsiones en el modelo 2D.

A falta de ensayos de laboratorio, se pueden usar curvas de variación del módulo de corte y razón de amortiguamiento con respecto a la deformación unitaria por corte, publicadas por diversos autores para cada tipo de suelo. Como, por ejemplo, Rollins et al. (1998) para gravas, Seed e Idriss (1970) para arenas, entre otros.

Se recomienda calibrar los parámetros de rigidez del suelo en PLAXIS 2D con el perfil de velocidades de ondas de corte, obtenido de ensayos geofísicos (MASW).

Es recomendable comparar los Espectros de Amplitudes de Fourier y de Aceleraciones, de los análisis 1D y 2D, en diferentes profundidades, para ver el comportamiento del sismo y del suelo, respectivamente.

Se recomienda que la distancia de los extremos del túnel a los bordes de la malla del modelo bidimensional, sea como mínimo 4 veces el espesor de la malla. Por más que se usen bordes absorbentes, es buena una práctica, alejar los bordes del modelo para minimizar su influencia en la zona de interés.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) American Association of State Highway Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (8<sup>va</sup> ed.).
- 2) American Association of State Highway Transportation Officials. (2010). *Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements* (1<sup>era</sup> ed.).
- 3) Abrahamson, N. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63(1), 30.
- 4) Amorosi, A., Boldini, D. y Elia, G. (2010). Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 515-528. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.02.005>
- 5) Bardet, J., Ichii, K. y Lin, C. (2000). *EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. Department of Civil Engineering, University of Southern California.
- 6) Bardet, J. y Tobita, T. (2001). *NERA: a computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. Department of Civil Engineering, University of Southern California.
- 7) Bathe, K. (1982). *Finite element analysis in engineering analysis*. Prentice-Hall.
- 8) Boore, D. y Akkar, S. (2003). Effects of causal and acausal filters on elastic and inelastic response spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(11), 1729-1748. <https://doi.org/10.1002/eqe.299>
- 9) Brinkgreve, R., Kappert, M. y Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in small-strain stiffness model. *In Proc. 10th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics*, 737-742, Rodas, Grecia.
- 10) Brinkgreve, R., Zampich, L. y Ragi Manoj, N. (2020). *PLAXIS 2D CONNECT Edition V20*.
- 11) Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. (2013). *Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 12) Chopra, A. (2017). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (5<sup>ta</sup> ed.). Prentice Hall.
- 13) Disaster Risk Reduction Peru International SAC. (2014). *Estudio de peligro sísmico y amenaza de tsunami, tramo III-B del proyecto de mejoramiento de la av. Nestor Gambetta-Callao*.

- 14) Ebeling, R. y Morrison, E. (1992). *The seismic design of waterfront retaining structures* (Technical Report ITL-92-11/NCEL TR-939, p. 329). U.S. Army Corps of Engineers.
- 15) Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356*.
- 16) Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N., Bommer, J., Markatis, A., McCoy, E. y Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), p. 67-89.  
<https://doi.org/10.1080/13632460609350629>
- 17) Hardin, B. y Drnevich, V. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(7), 667-692.  
<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760>
- 18) Hashash, Y., Hook, J., Schmidt, B. y Yao, J. (2001). *Seismic design and analysis of underground structures*. International Tunneling Association.  
[https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7)
- 19) Hashash, Y., Musgrove, M., Harmon, J., Groholski, D., Phillips, C. y Park, D. (2016). *DEEPSOIL 6.1, user manual*.
- 20) Hashash, Y. y Park, D. (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, 22(7), 611-624.  
[https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00042-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00042-8)
- 21) Hashash, Y., Phillips, C., y Groholski, D. (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, California.
- 22) Hudson, M., Idriss, I. y Beirkae, M. (1994). *QUAD4M user's manual*.
- 23) Janbu, J. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proc. ECSMFE Wiesbaden*, 1, 19-25.
- 24) Kaklamanos, J. y Bradley, B. (2015). Evaluation of 1D nonlinear total-stress site response model performance at 114 KiK-net downhole array sites. *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, Nueva Zelanda.

- 25) Kaul, K. (2010). *Cut-and-cover metro structures: geo-structural design: an integrated approach* (1<sup>ra</sup> ed.). CRC Press.
- 26) Kuhlemeyer, R. y Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Dynamics Division*, 99(5), 421-427. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001885>
- 27) Kwok, A., Stewart, J., Hashash, Y., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z. y Yang, Z. (2007). Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear, time-domain ground response analysis routines. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(11). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:11\(1385\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:11(1385))
- 28) Lysmer, J. y Kuhlmeyer, R. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *ASCE Journal of the Engineering. Mechanics Division*, 95(4), 859-877. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- 29) Matasovic, N. y Vucetic, M. (1995). Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers. *First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 1, 611-616, Tokio, Japón.
- 30) Matsuzawa, H., Ishibashi, I. y Kawamura, M. (1985). Dynamic soil and water pressures of submerged soils. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), 1161-1176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:10\(1161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:10(1161))
- 31) Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de puentes*, Lima, Perú.
- 32) Park, D. y Hashash, Y. (2004). *Estimation of non-linear seismic site effects for deep deposits of the Mississippi embayment*. Mid America Earthquake Center.
- 33) Pestana, J. (2016). *Methodology for the seismic analysis of mercado de Santa Anita* [Diapositivas de PowerPoint]. Metro de Lima Línea 2. <https://www.metrolima2.com/app/files/presentacion.pdf>
- 34) Phillips, C. y Hashash, Y. (2009). Damping formulation for non-linear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(7), 1143-1158. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.01.004>
- 35) Pyke, R. (1979). Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(6), 715-726. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000820>

- 36) Rollins K., Evans, M., Diehl, N. y Daily, W. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124(5), 396-405.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:5\(396\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:5(396))
- 37) Santos, J. y Correia, A. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1-3, 267-270, Estambul, Turquía.
- 38) Schnabel, P., Lysmer, J. y Seed, H. (1972). *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites* (Report No. EERC 72-12). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 39) Seed, H. e Idriss, I. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis* (Report No. UCB/EERC-70/10, p. 48). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 40) Seed, H. y Whitman, R. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *In Proc., ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 103-147. American Society of Civil Engineers.
- 41) Von Soos, P. (1990). Properties of soil and rock. *Grundbautaschenbuch*, 4.
- 42) Vucetic, M. (1990). Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 29-46.  
<https://doi.org/10.1139/t90-004>
- 43) Wang, J. (1993). *Seismic design of tunnels: a simple state-of-the-art design approach*. Parsons Brinckerhoff Monograph 7, Parsons Brinckerhoff.
- 44) Westergaard, H. (1933). Water pressure on dams during earthquakes. *Transactions of ASCE*, 98(2), 418-472.  
<https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004496>
- 45) World Association for Waterborne Transport Infrastructure. (2001). *Seismic design guidelines for port structures*. International Navigation Association.
- 46) Zarrabi-Kashani, K. (1978). *Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface* [Tesis de maestría, Massachusetts Institute of Technology]. DSpace@MIT.  
<https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/16073>