

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



**ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA Y CÁLCULO DE
DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR
SISMO EN UNA PILA DE LIXIVIACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JESÚS HOMERO NEGRÓN CHÁVEZ

Lima- Perú

2015

ÍNDICE

RESUMEN	iii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABLAS	vii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: CONCEPTOS DE PILAS DE LIXIVIACIÓN	3
1.1 LIXIVIACIÓN	3
1.2 PROCESO DE LIXIVIACIÓN EN PILAS	3
1.3 PILAS DE LIXIVIACIÓN	5
1.3.1 Componentes de una pila de lixiviación	5
1.4 ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA PILA	6
1.4.1 Configuración del apilamiento.....	7
1.4.2 Consideraciones de la cimentación.....	8
1.4.3 Sistema de revestimiento	8
1.4.4 Material de sob revesti miento.....	10
1.4.5 Sistema de colección de solución	11
1.4.6 Poza de solución rica	12
1.5 APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN	12
1.6 ESTABILIDAD DE UNA PILA DE LIXIVIACIÓN	12
1.7 MÉTODOS DE DISPOSICIÓN DEL MINERAL	13
1.7.1 Descarga y nivelación del mineral de mina (mineral ROM)	14
1.7.2 Descarga superpuesta	14
1.7.3 Apilación con faja transportadora.....	15
1.8 CARACTERÍSTICAS DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN EN ESTUDIO	15
1.8.1 Geología	18
1.8.2 Características geotécnicas de la pila de lixiviación	18
CAPÍTULO II: SISMICIDAD Y AJUSTE ESPECTRAL DE SEÑALES SÍSMICAS	23
2.1 TIPO DE SUELO	24
2.2 SISMICIDAD	25
2.3 METODOLOGÍAS PARA UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO.....	26
2.3.1 Análisis de peligro sísmico determinístico.....	26
2.3.2 Análisis de peligro sísmico probabilístico.....	27
2.3.3 Espectro de peligro sísmico uniforme	28
2.4 PROCEDIMIENTOS PARA LA GENERACIÓN DE SÍSMOS DE DISEÑO	29
2.4.1 Ajuste espectral mediante fragmentos de onda.....	30
2.5 MÁXIMA ACELERACION SÍSMICA Y ESPECTRO DE PELIGRO SÍSMICO UNIFORME DE LA ZONA DE ESTUDIO	31
2.6 SEÑALES SÍSMICAS.....	34
2.7 GENERACIÓN DE REGISTRO SÍSMICO COMPATIBLE AI ESPECTRO DE PELIGRO SÍSMICO UNIFORME DE LA ZONA DE ESTUDIO	34
CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	38
3.1 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE	38
3.1.1 Análisis de estabilidad pseudoestático.....	41
3.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS	42
3.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS MATERIALES.....	43

3.3.1 Mineral lixiviado.....	43
3.3.2 Suelo residual (residual de intrusivo y residual de arenisca)	44
3.3.3 Interfase suelo de baja permeabilidad - geomembrana	45
3.3.4 Resumen de parámetros	47
3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN.....	48
3.4.1 Análisis estático	49
3.4.2 Análisis pseudoestático.....	49
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA	51
4.1 PROPAGACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ONDAS.....	51
4.1.1 Modelo lineal equivalente	52
4.2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	54
4.2.1 Propiedades dinámicas de gravas y arenas.....	55
4.2.2 Propiedades dinámicas de suelos arcillosos	59
4.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA INTERFASE.....	61
4.4 METODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA EN LA CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE LOS MATERIALES.....	63
4.4.1 El Método MASW	64
4.4.2 El Método MAM.....	64
4.4.3 Descripción del equipo de medición.....	64
4.4.4 Procedimiento de los ensayos	65
4.4.5 Resultados de los ensayos.....	66
4.5 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN	70
4.5.1 Movimiento sísmico en la base	70
4.5.2 Perfiles sísmicos analizados.....	70
4.5.3 Curvas dinámicas de los materiales.....	73
4.5.4 Evaluación de la respuesta sísmica	74
CAPÍTULO V: CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO	79
5.1 ACELERACIÓN DE FLUENCIA.....	79
5.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTO INDUCIDO POR SISMO.....	80
5.2.1 Método simplificado del bloque rígido - método de Newmark.....	81
5.2.2 Método simplificado desacoplado de Makdisi y Seed (1978).....	85
5.2.3 Método acoplado simplificado de Bray y Travarasrou (2007).....	87
5.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS EN PILAS DE LIXIVIACIÓN	89
5.4 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES.....	90
5.4.1 Cálculo de desplazamientos - método de Newmark, Houston (1987).....	90
5.4.2 Cálculo de desplazamientos - método de Makdisi y Seed (1978).....	92
5.4.3 Cálculo de desplazamientos - método de Bray y Travarasrou (2007)	92
5.5 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	94
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
6.1 CONCLUSIONES.....	96
6.2 RECOMENDACIONES	101
BIBLIOGRAFÍA.....	102
ANEXOS	108

RESUMEN

Por lo general la estabilidad de una pila de lixiviación se determina mediante el método de equilibrio límite, el cual permite definir la estabilidad en función de un factor de seguridad (FS). Este método no toma en cuenta la magnitud de los desplazamientos que podrían generarse en el revestimiento de la pila, los cuales pueden ser no admisibles debido a que en este tipo de instalación la presencia de un geosintético controla los desplazamientos. Una falla de esta instalación podría generar grandes pérdidas económicas e impactos ambientales considerables debido a la fuga de solución cianurada (solución rica).

Esta investigación está orientada a determinar la respuesta sísmica de la pila de lixiviación y calcular los desplazamientos inducidos por sismo en la zona de interfase para dos condiciones: (1) operación (aproximadamente 10 años) y (2) cierre de la pila (aproximadamente 50 años). Como parte del desarrollo de la investigación se revisó la sismicidad de la zona de estudio, se determinó el espectro de peligro uniforme y posteriormente se definió el registro de aceleración tiempo-historia compatible al espectro de peligro uniforme mediante el método de ajuste espectral en el dominio del tiempo, el cual hoy en día es el estado actual de la práctica. Posteriormente se determinó la estabilidad de la pila mediante el método de equilibrio límite, en diferentes secciones bidimensionales. Los análisis fueron realizados para condiciones estáticas y pseudoestáticas, obteniendo en la sección más crítica un FS por debajo del mínimo establecido en los criterios de análisis; en esta sección posteriormente se determinó la respuesta sísmica unidimensional (1D) y se calculó los desplazamientos inducidos por sismo. Para el análisis 1D se revisaron las propiedades dinámicas de los suelos y de la interfase (capa de suelo equivalente) publicadas por diferentes autores y algunos parámetros dinámicos fueron determinados en base a los ensayos geofísicos. Posteriormente se determinó la respuesta sísmica para tres perfiles 1D mediante el programa DEEPSOIL V5.1, el cual tiene incorporado el método lineal equivalente y finalmente en base a estos resultados y a los parámetros geotécnicos definidos en el análisis de estabilidad, se calculó los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante los métodos simplificados y de doble integración.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1:	Métodos de recuperación del oro según la ley de corte (McNab, B. 2006).....	4
Figura 1.2:	Esquema del proceso de lixiviación en pilas (Zanbak, C. 2012)....	4
Figura 1.3:	Pila de lixiviación en valle (Thiel y Smith, 2003).....	5
Figura 1.4:	Esquema general de una pila de lixiviación (Ale et al, 2010).....	6
Figura 1.5:	Principales etapas en el diseño de una pila de lixiviación.....	7
Figura 1.6:	Ángulo de reposo del mineral colocado sobre el material de sob revesti miento (Breitenbach y Thiel, 2005)	7
Figura 1.7:	Esquema típico de un sistema de revesti miento	8
Figura 1.8:	Compactación del suelo de baja permeabilidad (Breitenbach, 2013).....	10
Figura 1.9:	Colocación de capa de sob revesti miento (Breitenbach, 2013).....	11
Figura 1.10:	Construcción de las tuberías de colección (Cesar et al, 2014)....	11
Figura 1.11:	Sistema de riego de solución (Breitenbach y Thiel, 2005).....	12
Figura 1.12:	Disposición de mineral con camión de mina (Kappes, 2002)	14
Figura 1.13:	Disposición de mineral chancado a un tamaño máximo de 3/8", con fajas transportadoras en una pila de lixiviación de oro, ubicado en México.	15
Figura 1.14:	Ubicación de la pila de lixiviación en estudio.....	16
Figura 1.15:	Arreglo general de la pila de lixiviación en estudio	17
Figura 1.16:	Fase 1 y 2 de la pila de lixiviación en estudio (fases en operación).....	18
Figura 1.17:	Ubicación de las investigaciones geotécnicas y ensayos geofísicos en la pila de lixiviación.....	21
Figura 1.18:	Características geológicas geotécnicas de la pila de lixiviación ..	22
Figura 2.1:	Ajuste espectral de una señal sísmica (Perri y Pestana, 2007) ...	23
Figura 2.2:	Mapa de zonificación sísmica del Perú (Norma E-030, 2006)	25
Figura 2.3:	Distribución de máximas intensidades sísmicas en Perú (Alva et al, 1984).....	26
Figura 2.4:	Procedimiento para obtener el espectro de peligro sísmico uniforme (Baker, 2008).....	29
Figura 2.5:	Espectro de peligro sísmico uniforme en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 475 años	33
Figura 2.6:	Espectro de peligro sísmico uniforme en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 100 años.	33
Figura 2.7:	Registro tiempo historia de aceleraciones del sismo de Lima 1974.....	34
Figura 2.8:	Ajuste espectral de la señal sísmica al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de la señal sísmica de 475 años.	35

Figura 2.9:	Ajuste espectral de la señal sísmica al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de la señal sísmica de 100 años.....	35
Figura 2.10:	Registro tiempo historia escalado al valor del 0.15g correspondiente a un periodo de retomo de 100 años	36
Figura 2.11:	Registro tiempo historia escalado al valor del 0.30g correspondiente a un periodo de retomo de 475 años	36
Figura 2.12:	Intensidad de Arias de los registros sísmicos original y escalado al valor de 0.15 y 0.30g.....	37
Figura 3.1:	Superficie de desplazamiento de una pila de lixiviación en condiciones estáticas (a) y pseudoestáticas (b) (Ludeña, 2013).....	38
Figura 3.2:	Resultado del ensayo triaxial consolidado drenado para el mineral.....	44
Figura 3.3:	Resultado del ensayo triaxial consolidado no drenado para el suelo residual.....	45
Figura 3.4:	Resultado del ensayo de corte directo a gran escala en la zona de interfase de la pila de lixiviación	46
Figura 3.5:	Curva esfuerzo deformación determinado para la zona de interfase de la pila de lixiviación	47
Figura 3.6:	Esquema general de la pila de lixiviación analizada.....	48
Figura 4.1:	Esquema general de propagación de ondas unidimensionales...	52
Figura 4.2:	Método lineal equivalente (a) curva de reducción de módulo de corte (b) curva de amortiguamiento (Hashash et al 2010).....	53
Figura 4.3:	Reducción del módulo de corte, arenas y gravas Seed et al (1986)	56
Figura 4.4:	Amortiguamiento, arenas y gravas Seed et al (1986).....	56
Figura 4.5:	Comparación de las curvas de reducción del módulo de corte para arena pobremente gradada (SP) y grava bien gradada (GW) (Menq, 2003)	59
Figura 4.6:	Comparación de las curvas de amortiguamiento para arena pobremente gradada (SP) y grava bien gradada (GW) (Menq, 2003).....	59
Figura 4.7:	Curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) para suelos con diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991).....	60
Figura 4.8:	Efectos de la presión de confinamiento en las curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) (Darendeli, 2001)	60
Figura 4.9:	Efectos de la plasticidad del suelo en las curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) (Darendeli, 2001).....	61
Figura 4.10:	Representación de interfase con geosintético y capa de suelo equivalente (a) mesa vibradora, (b) sistema equivalente de un grado de libertad y (c) capa de suelo equivalente (Yegian et al, 1998).....	62

Figura 4.11:	Variación del módulo de corte normalizado y la deformación de corte para diferentes interfases de geosintéticos (Yegian, 1998).....	63
Figura 4.12:	Esquema general de la ejecución de un ensayo MASW	65
Figura 4.13:	Ubicación de los perfiles 1D en la sección más crítica analizada.	70
Figura 4.14:	Perfiles sísmicos 1D analizados: (a) Perfil I, (b) Perfil II, (c) Perfil III.....	72
Figura 4.15:	Curvas dinámicas de los materiales utilizadas para el análisis de respuesta sísmica: (a) reducción del módulo de corte, (b) relación de amortiguamiento	74
Figura 4.16:	Respuesta sísmica del perfil I (a) para la condición de operación (Tr=100años) y cierre de la pila (Tr=475años).....	76
Figura 4.17:	Respuesta sísmica del perfil II (a) para la condición de operación (Tr=100años) y cierre de la pila (Tr=475años).....	77
Figura 4.18:	Respuesta sísmica del perfil III (a) para la condición de operación (Tr=100años) y cierre de la pila (Tr=475años).....	78
Figura 5.1:	Determinación de la aceleración de fluencia en una pila de lixiviación	79
Figura 5.2:	Analogía entre una (a) superficie potencial de falla y un (b) bloque deslizante en un plano inclinado (Kramer, 1996).....	81
Figura 5.3:	Ilustración del método de bloque rígido de Newmark para el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo (Murphy, 2010).....	82
Figura 5.4:	Falla de un talud típico para el cual se aplica la analogía del bloque rígido (Houston et al., 1987).....	84
Figura 5.5:	Comparación de los esquemas de integración tipo Newmark clásico y modificado (Matasovic et al, 1997)	85
Figura 5.6:	Estimación de la aceleración como una función del PGA y la profundidad de la masa deslizante (Makdisi y Seed, 1978).....	86
Figura 5.7:	Relación entre el desplazamiento permanente, la magnitud del movimiento sísmico y la relación de aceleraciones (Makdisi y Seed, 1978)	87
Figura 5.9:	Variación de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo por el método de Newmark, modificado por Houston (1987), (a) periodo de operación y (b) cierre de la pila	91
Figura 5.10:	Aceleraciones espectrales en la zona de interfase considerada para el cálculo de desplazamientos por el método de Bray y Travarasrou (2007), a) condición de operación y b) cierre de la pila	93

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1:	Guía para selección de geomembrana (Lupo, 2002).....	9
Tabla 2.1:	Clasificación de suelos según el (IBC, 2009)	24
Tabla 2.2:	Aceleraciones máximas esperadas del terreno (PGA)	33
Tabla 3.1:	Métodos de equilibrio límite para determinar el FS (Duncan 1996).....	39
Tabla 3.2:	Valores de coeficientes sísmicos (k) recomendados en el análisis pseudoestático (Abramson et al 2002)	42
Tabla 3.3:	Factores de seguridad mínimos requeridos (USACOE 2003).....	43
Tabla 3.4:	Factores de seguridad mínimos requeridos (DSG-CDA 2007)	43
Tabla 3.5:	Envoltorio de resistencia no lineal de las interfaces geomembrana - suelo de baja permeabilidad.....	47
Tabla 3.6:	Resumen de parámetros estáticos de los materiales	47
Tabla 3.7:	Resumen de los FS de la pila de lixiviación obtenidos por el método de equilibrio límite	49
Tabla 3.8:	Resumen de los FS de la pila de lixiviación obtenidos por el método de equilibrio límite	50
Tabla 4.1:	Modulo de corte equivalente G_o ($\gamma_o = 0.5\%$)/ σ para cada interfase con geosintético (Yegian, 1998)	63
Tabla 4.2:	Resumen de los ensayos MASW	66
Tabla 4.3:	Resumen de los ensayos MAM.....	67
Tabla 4.4:	Características de los estratos de suelos de los perfiles 1D.....	71
Tabla 4.5:	Características de la interfase de los perfiles 1D.....	71
Tabla 5.1:	Resumen de los métodos de desplazamientos permanentes (Murphy, 2010).....	80
Tabla 5.2:	Cálculo de desplazamientos permanentes por el método de Newmark, modificado Houston (1987)	91
Tabla 5.3:	Cálculo de desplazamientos permanentes - Makdisi y Seed (1978)	92
Tabla 5.4:	Cálculo de desplazamientos permanentes - Bray y Travasarou (2007)	94
Tabla 5.5:	Desplazamientos permanentes.....	95

INTRODUCCIÓN

En nuestra región, en los últimos años la explotación minera a cielo abierto ha tomado gran auge, lo que conlleva a la construcción frecuente de estructuras mineras de gran envergadura tales como pilas de lixiviación, que permiten realizar el proceso de lixiviación para extraer los metales preciosos. Al ser esta estructura de gran importancia debido a su gran tamaño y su susceptibilidad en caso de falla, es necesario desarrollar un diseño geotécnico minucioso que garantice la estabilidad de la estructura durante su vida útil en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

Por lo general la estabilidad de taludes de una pila de lixiviación se realiza con el método de equilibrio límite, para condiciones estáticas y pseudoestáticas, en la cual se determina un factor de seguridad (FS) comparando las fuerzas y los momentos resistentes con los actuantes. Otro criterio para evaluar la viabilidad del diseño es estimar los desplazamientos permanentes inducidos por sismo, dado que permiten anticipar potenciales problemas de estabilidad de un talud en base a un criterio más riguroso como es la magnitud de los desplazamientos o servicialidad de la estructura, en lugar de un criterio basado solo en un factor de seguridad por equilibrio límite. El cálculo de los desplazamientos permanentes, inducidos por sismo se realiza mediante diferentes métodos simplificados o de doble integración.

La presente investigación tiene como objetivo determinar la respuesta sísmica y calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo en una pila de lixiviación ubicada en el Norte del Perú en el departamento de La Libertad, zona denominada según el mapa de zonificación sísmica del Perú como de alta sismicidad. La pila de lixiviación en estudio, en términos generales se caracteriza por presentar cuatro Fases, denominadas 1, 2, 3 y 4, las Fases 1 y 2 se encuentran en operación, la Fase 3 en construcción y finalmente la Fase 4 en etapa de diseño. Las Fases son cargadas unas sobre otras generando una estructura global de gran envergadura, cuya altura máxima es aproximadamente 140 m. Otra característica particular de la pila es la cimentación, la cual está conformada por un estrato de suelo residual con presencia de materiales finos, los cuales frente a un movimiento sísmico de gran magnitud pueden generar una amplificación de las aceleraciones provocando grandes daños en el sistema de revestimiento de la pila.

La presencia de un geosintético en la zona de interfase de una pila de lixiviación por lo general modifica el comportamiento de la respuesta sísmica, por lo tanto es fundamental evaluar la respuesta sísmica modelando el comportamiento no lineal de los materiales y de la interfase, los cuales pueden ser realizados utilizando las curvas no lineales definidas en laboratorio o las existentes en la literatura técnica.

El análisis de respuesta sísmica de la pila de lixiviación del presente estudio, se inició con el proceso de selección del movimiento sísmico de entrada, el cual fue calculado mediante el ajuste espectral del registro tiempo-historia de aceleración (determinado instrumentalmente) a la demanda sísmica de la zona de estudio definido con la máxima aceleración sísmica y el espectro de peligro uniforme. Posteriormente se definió las propiedades dinámicas de los materiales que conforman los perfiles 1D y se estimó la respuesta sísmica de la pila mediante el método lineal equivalente y finalmente se calculó los desplazamientos inducidos por sismo mediante los métodos más utilizados en el estado de la práctica.

CAPÍTULO I: CONCEPTOS DE PILAS DE LIXIVIACIÓN

En el presente capítulo se describe los conceptos generales de una pila de lixiviación, el proceso de extracción de los metales preciosos y los procedimientos de diseño y construcción. Asimismo, se presenta las características geotécnicas de la pila de lixiviación en estudio.

1.1 LIXIVIACIÓN

La palabra lixiviación se usa para describir el proceso mediante el cual se lava una sustancia pulverizada con el objetivo de extraer de ella las partes que resulten solubles.

En minería el término lixiviación se define como un proceso hidro-metalúrgico, el cual significa que con la ayuda del agua como medio de transporte se usan químicos específicos para separar los minerales valiosos (solubles en dichos líquidos) de los no valiosos.

1.2 PROCESO DE LIXIVIACIÓN EN PILAS

El proceso de lixiviación en pilas se empleó por primera vez en la extracción del cobre, a mediados del siglo XVIII, a partir de los minerales oxidados de yacimientos pórpidos. El proceso permite la extracción de los metales preciosos como el oro, plata, cobre, uranio y otros metales de su mineral base, los cuales son extraídos por lo general de un tajo abierto, transportado y colocado sobre una capa impermeable y posteriormente regada con un líquido solvente. En el caso del oro y plata, los minerales son regados con soluciones cianuradas (agua con cianuro de sodio), mientras que para la extracción del cobre, níquel y uranio se utiliza soluciones ácidas (agua con ácido sulfúrico).

El proceso es muy económico para tratar metalúrgicamente minerales con baja ley debido a que presenta un costo de inversión y de operación mucho menor que el método tradicional (molienda) y permite operar de forma económica aunque las recuperaciones sean menores que el sistema tradicional. En la Figura 1.1 se presenta los métodos aplicados para la recuperación del oro (McNab, B. 2006). La elección de la técnica está condicionada a las características del mineral, determinado en forma práctica y a escala piloto las características favorables, por sus menores costos de capital y de operación. Su gran flexibilidad operativa le permite abarcar tratamientos cortos (semanas) con

mineral chancado o bastante prolongados (meses hasta años) con mineral grueso denominado mineral ROM (*run of mine*).

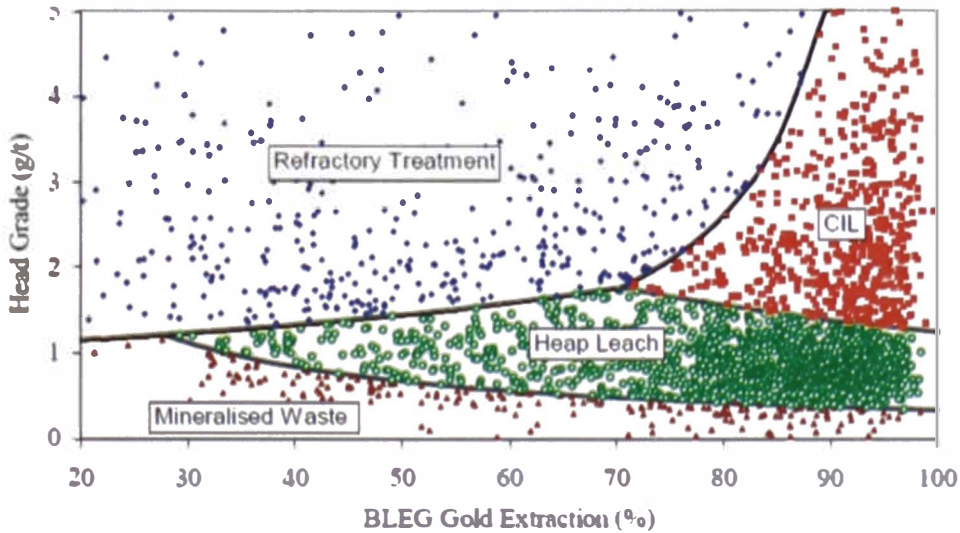


Figura 1.1: Métodos de recuperación del oro según la ley de corte (McNab, B. 2006)

En líneas generales, en el proceso de lixiviación (ver Figura 1.2) el mineral es colocado sobre una base impermeable formando una pila de una altura determinada sobre la cual se esparce solución diluida que percola en la pila disolviendo los metales preciosos. La solución de lixiviación rica en oro, plata o cobre se colecta sobre la base impermeable, la cual se diseña en forma ligeramente inclinada con el objetivo de que la solución rica pueda fluir hacia una poza de almacenamiento.

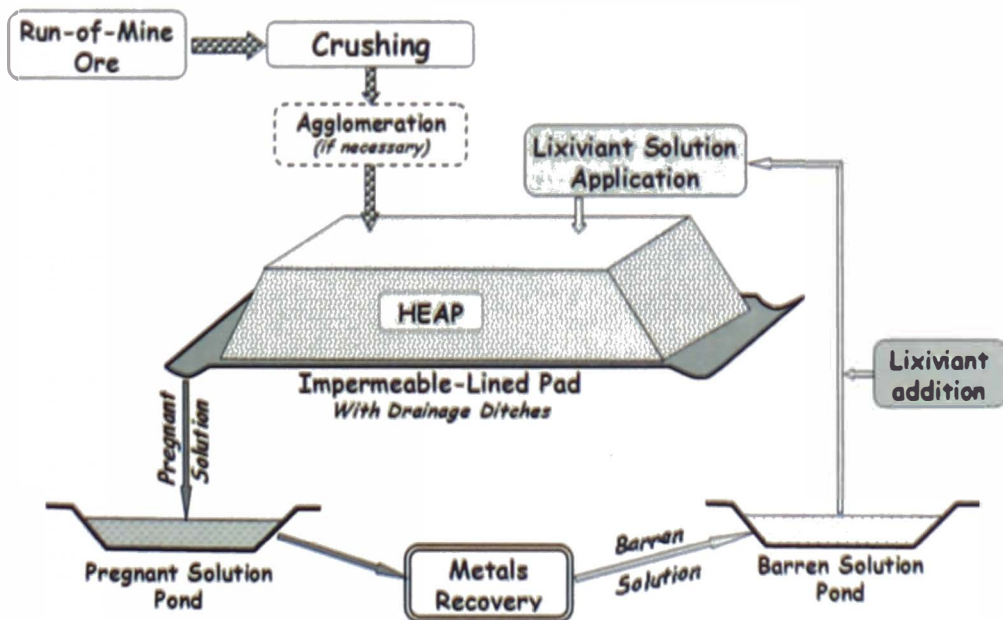


Figura 1.2: Esquema del proceso de lixiviación en pilas (Zanbak, C. 2012)

1.3 PILAS DE LIXIVIACIÓN

Una pila de lixiviación es una estructura permeable donde se depositan los minerales procesados (mineral chancado) o provenientes directamente del tajo de mina (mineral ROM) para luego ser sometidos al proceso de lixiviación. En forma simplificada es una gran piscina o recipiente donde se coloca el material a ser lixiviado mediante el riego de un solvente acuoso.

Thiel y Smith (2003) definieron una pila de lixiviación en cuatro categorías: (1) pilas convencionales, son relativamente planas y el mineral es apilado en capas relativamente delgadas (capas de 5 m a 15 m), (2) lixiviación en botaderos, son similares a las convencionales y pueden incluir terrenos ondulados, el término "botadero" significa que las capas son mucho más gruesas (hasta 50 m) y frecuentemente se apila mineral tipo ROM, (3) pilas con relleno en valle, son diseñadas en valles utilizando un contrafuerte en la parte inferior del valle (ver Figura 1.3). Para estas pilas el proceso es similar, se coloca una nueva capa de mineral encima del mineral lixiviado y luego el proceso se repite. (4) Pila dinámica, se construye utilizando un sistema de revestimiento robusto, se utiliza solo para lixiviar una capa de mineral de 4 m a 10 m de espesor y al final del ciclo de lixiviación se retiran los ripios lixiviados y se recarga la pila con nuevo mineral.



Figura 1.3: Pila de lixiviación en valle (Thiel y Smith, 2003)

1.3.1 Componentes de una pila de lixiviación

En la Figura 1.4 se presenta las componentes más importantes de una pila de lixiviación.

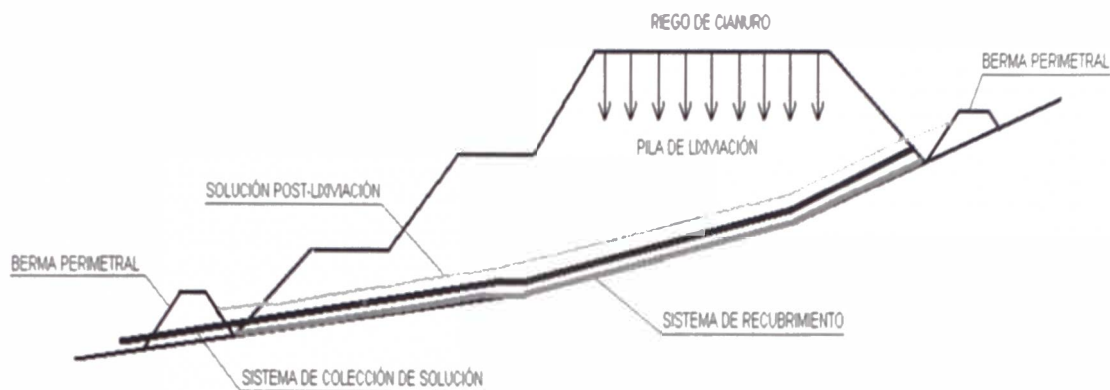


Figura 1.4: Esquema general de una pila de lixiviación (Ale et al, 2010)

Pila: material apilado sobre el cual se realiza el proceso metalúrgico de lixiviación, este material puede ser chancado o directamente extraído del tajo de mina, denominado mineral ROM (*run of mine*).

Solución post-lixiviación: Es la solución acuosa que ha atravesado el material apilado que contiene el mineral, atrapando y transportando los metales preciosos por gravedad hacia el fondo de la pila y hace las veces de nivel freático colgado.

Bermas perimetrales: Barreras de contención que no permiten que la solución escape por el perímetro de la estructura.

Sistema de revestimiento: Proporciona la impermeabilidad a toda la estructura, contiene la solución que se infiltra a través de la pila de lixiviación y evita fugas de solución hacia el terreno natural donde está cimentada la estructura.

Sistema de colección de solución: Es un sistema de drenaje, el cual se encuentra distribuido en la base de la pila y permite coleccionar la solución post-lixiviación almacenada en la pila hacia la poza PLS.

1.4 ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA PILA

El diseño de una pila de lixiviación debe ser realizado considerando aspectos civiles, geotécnicos e hidráulicos que permita coleccionar la solución rica extraída del proceso de lixiviación de manera eficiente, garantizando su estabilidad física y química de la pila, durante el periodo de operación y cierre de la estructura. En la Figura 1.5 se presenta un esquema general de las principales etapas de diseño: (a) sistema de subdrenaje, (b) nivelación que garantice la estabilidad de la pila, (c) sistema de colección y revestimiento con geomembrana y (d) apilamiento de mineral.

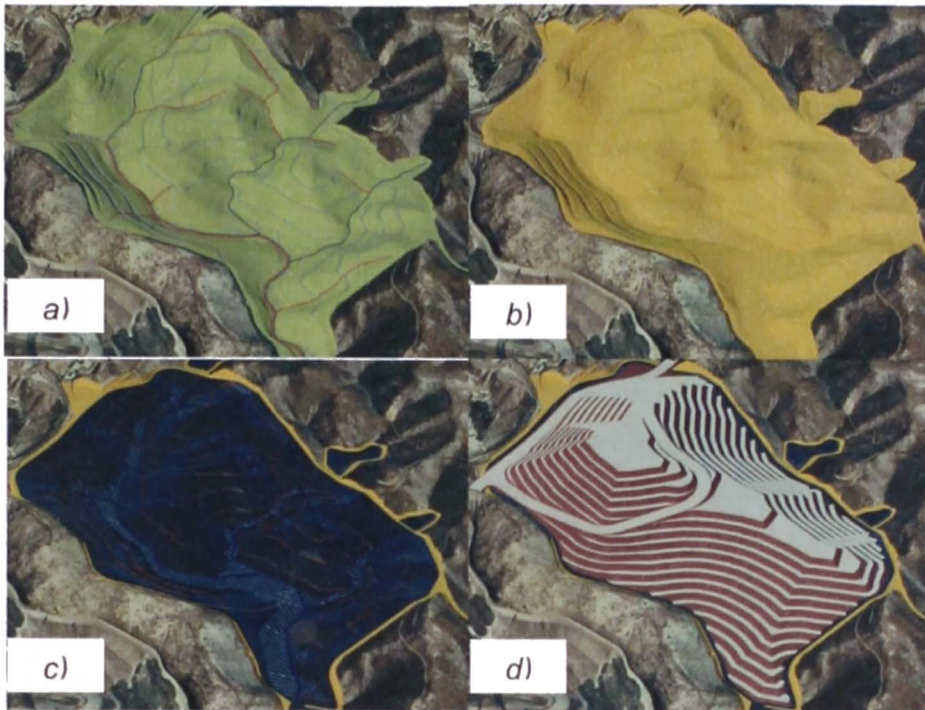


Figura 1.5: Principales etapas en el diseño de una pila de lixiviación

1.4.1 Configuración del apilamiento

El talud global de diseño de una pila de lixiviación es definida en base a los análisis de estabilidad global de la estructura, por lo general este talud varía de 2:1 a 3:1 (H:V). Sin embargo, los taludes de cada capa de apilamiento están controlados por el ángulo de reposo del mineral (ver Figura 1.6), la altura de banco y el ancho de banqueta son definidos en base al talud local y global y considerando una altura de banco y ancho de banqueta típico.



Figura 1.6: Ángulo de reposo del mineral colocado sobre el material de sobrevestimiento (Breitenbach y Thiel, 2005)

1.4.2 Consideraciones de la cimentación

Una pila de lixiviación debe ser cimentada sobre un suelo firme o roca, con el fin de minimizar los asentamientos y las deformaciones de la cimentación y así evitar daños significativos en el sistema de revestimiento (geomembrana) y en las tuberías de colección. Para caracterizar el terreno de cimentación es necesario realizar una investigación geotécnica, el cual deberá consistir en calicatas, ensayos geofísicos, perforaciones diamantinas, entre otros.

Una vez definida la cimentación se realiza la nivelación de la pila, es decir se conforma una plataforma homogénea, compensando el volumen de corte y relleno, el cual permite disminuir el costo de movimiento de tierra. La plataforma debe tener como mínimo una pendiente de 1 a 2% con el fin de colectar de forma adecuada la solución.

1.4.3 Sistema de revestimiento

El sistema de revestimiento es uno de las partes más importantes en una pila de lixiviación porque permite contener la solución rica y evitar posibles fugas de solución y así evitar daños económicos y ambientales. El sistema de revestimiento de una pila, está conformado por suelo de baja permeabilidad y geomembrana, el espesor de este último depende de la altura de la pila. En las Figura 1.7 se presenta un esquema general del sistema de revestimiento.

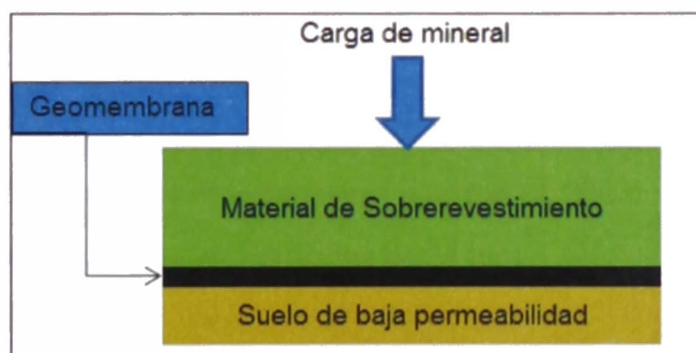


Figura 1.7: Esquema típico de un sistema de revestimiento

La geomembrana bajo la pila de lixiviación proporciona una barrera primaria para contener la solución, por lo cual es importante una adecuada selección y colocación. Las geomembranas más comunes son de HDPE (*high density polyethylene*), LLDPE (*liner low density polyethylene*) y PVC (*polyvinyl chloride*). La geomembrana LLDPE se utiliza para el diseño y construcción de las pilas de lixiviación debido a su alta flexibilidad y su mejor comportamiento al

punzonamiento y a la resistencia al corte, mientras que la geomembrana HDPE se utiliza en el diseño de pozas. Al seleccionar un tipo de geomembrana, es importante tener en cuenta todas sus propiedades, tales como: condiciones de carga, elongación, resistencia al punzonamiento y resistencia al corte. La Tabla 1.1 proporciona una guía general sobre el tipo y grosor de geomembrana que se puede utilizar para diferentes instalaciones mineras.

Tabla 1.1: Guía para selección de geomembrana (Lupo, 2002)

Foundation Condition	Under Liner	Overliner	Effective Stress at Liner (MPa)	
			< 1.2	> 1.2
Firm	Coarse	Coarse	2 mm LLDPE or HDPE	2.5 mm LLDPE or HDPE
		Fine		
	Fine	Coarse	1.5 mm LLDPE or HDPE	2 mm LLDPE or HDPE
		Fine		
Soft	Coarse	Coarse	2 mm LLDPE	2.5 mm LLDPE
		Fine	2 mm LLDPE	2.5 mm LLDPE
	Fine	Coarse	2 mm LLDPE	2.5 mm LLDPE
		Fine	1.5 mm LLDPE	2.5 mm LLDPE

Un componente importante del sistema de revestimiento es el suelo de baja permeabilidad, el cual se ubica debajo de la geomembrana y permite evitar posibles fugas de solución en caso que el sistema de revestimiento primario falle. El suelo de baja permeabilidad debe consistir de suelos de grano fino y debe cumplir las siguientes características (Lupo et al, 2003).

- Tamaño máximo de las partículas de 38 mm.
- Contenido de finos moderado (menor a la malla #200).
- Plasticidad media
- Conductividad hidráulica saturada de 1×10^{-6} cm/s o menos.

El suelo de baja permeabilidad por lo general es conformado en una capa de 300 mm, compactado (ver Figura 1.8) como mínimo al 95% de ensayo Proctor estándar, dependiendo de la permeabilidad y la filtración requerida. En el caso que el terreno de fundación cumpla las características de suelo de baja permeabilidad, se debe realizar un escarificado y compactado. *Geosynthetic clay*

liners (GCL) también pueden ser utilizados en el diseño y construcción de una pila de lixiviación en lugar de la capa de suelo de baja permeabilidad.



Figura 1.8: Compactación del suelo de baja permeabilidad (Breitenbach, 2013)

1.4.4 Material de sob revesti miento

El material de sob revesti miento debe estar conformado por materiales granulares, nativos o procesados, con una distribución granulométrica adecuada, el cual permitirá co lectar la solución de manera eficiente y asimismo proteger la geomembrana de la disposición del mineral y de los rayos ultravioletas. El material de sob revesti miento normalmente consiste en una capa granular de 300 mm a 1500 mm (Smith y Zhao, 2004), por lo general en un diseño convencional se considera un espesor de 500 mm cuando el sistema de revesti miento esta contacto directo con la geomembrana y cuando el material está en contacto con la tubería de co lección se utiliza un espesor de 1500 mm.

Lupo et al (2003), recomienda que el material de sob revesti miento debe estar conformado por gravas redondeadas, arenas gruesas o mineral chancado bien gradado (mineral seleccionado) y debe presentar las siguientes características.

- Tamaño máximo de la partícula 33 mm
- La distribución de las partículas debe ser bien gradada
- Contenido de finos bajo (menor a la malla #200)
- Plasticidad baja a nula
- La conductividad hidráulica debe ser 1×10^{-2} cm/s o mayor

Durante la construcción de una pila, el material de sob revesti miento debe ser colocado tan pronto sea colocado la geomembrana (ver Figura 1.9), con el fin de

evitar daños en la geomembrana debido a la exposición a los rayos ultravioletas, al viento y a las variaciones de temperatura. En taludes empinados cuando la colocación del material de sob revesti miento es difícil, en algunos casos se usan drenajes con geosintéticos, principalmente en los casos de pilas en valle.



Figura 1.9: Colocación de capa de sob revesti miento (Breitenbach, 2013).

1.4.5 Sistema de colección de solución

El sistema de colección en una pila de lixiviación está conformado por tuberías perforadas embebidas en una capa de material drenante. Las tuberías más comunes utilizadas en la industria minera son de HDPE (*high density polyethylene*), PVC (*polyvinyl chloride*) y CPE (*corrugated polyethylene*), las cuales son diseñadas y espaciadas para coleccionar y transportar la solución rica y las posibles infiltraciones de agua de lluvia (ver Figura 1.10).



Figura 1.10 Construcción de las tuberías de colección (Cesar et al, 2014)

1.4.6 Poza de solución rica

La poza de solución rica denominado PLS (*pregnant leach solution*) se diseña con la finalidad de contener la solución rica de forma temporal, la cual es posteriormente transportada a la planta de procesos ya sea por gravedad o bombeo. El revestimiento de la poza por lo general se realiza con doble geomembrana, con el fin de disminuir las posibles fugas de solución.

1.5 APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN

La solución acuosa regada en una pila de lixiviación tiene por objetivo disolver el mineral y extraer los metales preciosos, realizando una humectación uniforme y completa del mineral alcanzando un estado parcialmente saturado. En este estado, la permeabilidad mínima requerida del mineral debe ser 1×10^{-4} cm/s.

La solución es transportada a la pila por bombeo a través de un sistema de tuberías, con el fin de alcanzar una presión y caudal suficiente para el riego de la pila, la cual puede ser aplicada usando aspersores o goteros. La selección de la técnica de riego depende de las condiciones climáticas, de la evaporación y del potencial de congelamiento. Actualmente, el riego por goteo es la técnica más aplicada en la industria minera y la tasa de riego varía de 8 a 15 l/h/m². En la Figura 1.11 se presenta el sistema de riego de una pila.



Figura 1.11: Sistema de riego de solución (Breitenbach y Thiel, 2005)

1.6 ESTABILIDAD DE UNA PILA DE LIXIVIACIÓN

La estabilidad de una pila de lixiviación es uno de los aspectos más importantes en el diseño de este tipo de estructuras y está condicionada por la interfase, debido a que posee una baja resistencia al corte en comparación de otros materiales que conforman la pila, como el mineral y el suelo de cimentación.

La resistencia al corte de la interfase comúnmente utilizada en los análisis de estabilidad de una pila de lixiviación es obtenida en base a ensayos de corte directo a gran escala utilizando un substrato rígido en la caja inferior del equipo de corte directo y por lo general los resultados muestran una envolvente de resistencia no lineal a grandes presiones de confinamiento (Parra et al, 2012).

Los mecanismos de falla analizados en una pila normalmente corresponden a fallas no circulares (bloque), el cual se produce a lo largo de la interfase. El análisis se realiza por lo general con el método de equilibrio límite desarrollado por Bishop, Jambu, Morgenstern-Price y Spencer, este último es el más recomendado; la carga sísmica se incorpora a través de un coeficiente sísmico que permite abordar un análisis pseudoestático. Dependiendo de las condiciones de la pila y su ubicación se debe realizar una evaluación del potencial de licuación, este análisis se considera solo cuando el mineral es fino, se encuentra suelto, saturado y hay presencia de actividad sísmica.

El análisis de estabilidad debe realizarse en las secciones más críticas (máxima carga y mayor pendiente en la base) y debe evaluarse para las condiciones de operación y cierre de la pila. El análisis permite determinar un FS para la menor superficie de desplazamiento, el cual puede ser definido como la relación entre los esfuerzos de corte resistente y actuante. Se considera que la pila es estable cuando la menor superficie de deslizamiento presenta un FS mínimo de 1.3 a 1.5 para el caso estático y 1.0 para la condición pseudoestática. En el análisis de estabilidad por lo general se considera una carga hidráulica de solución de 2 m, la cual es una ascensión conservadora debido a que el sistema de colección de una pila fue diseñado para coleccionar la solución más no para almacenarla.

1.7 MÉTODOS DE DISPOSICIÓN DEL MINERAL

La construcción exitosa de una pila de lixiviación varía con el tipo de mineral, su colocación se realiza en capas sueltas, apiladas considerando el ángulo de reposo del material. Las capas de mineral normalmente se apilan en un espesor de 5 m a 10 m y son lixiviados a alturas máximas típicas de 30 m a 60 m, esta altura es definida mediante los ensayos metalúrgicos. Cada capa de mineral se humedece uniformemente durante la lixiviación utilizando irrigación por aspersión o goteo. La lixiviación se lleva a cabo generalmente de 30 a 120 días.

El tamaño máximo de los minerales varía desde los fragmentos de roca

obtenidos en mina hasta las gravas y arenas obtenidas por chancado. El proceso de chancado del mineral puede incluir aglomeración, según sea necesario, con el fin de proporcionar una distribución más eficiente de los finos para mejorar la permeabilidad y la recuperación de los metales preciosos. La altura de la capa del mineral y el ancho de banqueta son definidos para garantizar la estabilidad de la pila durante su operación. *Muhtadi (1988)*, describió tres métodos utilizados para la construcción de las pilas.

1.7.1 Descarga y nivelación del mineral de mina (mineral ROM)

El método de construcción de pilas tal como sale de mina sólo puede utilizarse con mineral que no genere gran cantidad de finos. Primero se construye una rampa para tener acceso a uno de los extremos de la pila, generalmente hasta la altura de la primera capa y posteriormente los camiones en el borde de la rampa descargan el mineral con un talud del ángulo de reposo (Figura 1.12). La sucesiva descarga permite que la pila se extienda hacia dentro dirigiéndose al centro de la pila hasta que el fondo de la capa impermeabilizada esté totalmente cubierta con la primera capa de mineral. A medida que el frente de la descarga avanza hacia adentro, se utiliza un tractor/bulldozer para nivelar la parte superior de la pila. Con el fin de limitar la compactación de la parte superior de la pila, los camiones que transportan el mineral están limitados al acceso establecido.



Figura 1.12: Disposición de mineral con camión de mina (Kappes, 2002)

1.7.2 Descarga superpuesta

El método de descarga superpuesta se utiliza para minerales que generan bastantes finos o minerales triturados y aglomerados que necesiten un nivel muy bajo de tratamiento físico antes de la lixiviación. Una vez que la capa inicial de

mineral triturado está en su lugar los camiones transportadores de mineral entran en la capa impermeabilizada depositando sus cargas en pequeñas pilas. Cada camión avanza lo más cerca posible a una pila y libera su carga proporcionando así una superposición parcial en las pilas, las cuales tienen una profundidad de 2.0 m. Este método de construcción trae como resultado un manipuleo muy reducido del mineral y no produce ningún tráfico de compactación en la parte superior de la pila a menos que se haga la nivelación antes de la lixiviación.

1.7.3 Apilación con faja transportadora

En los últimos años, el sistema para apilar mineral con faja transportadora se ha hecho cada vez más común y puede ser aplicable a minerales triturados y aglomerados. Una vez que el mineral es descargado de una tolva de minerales (en el caso de mineral triturado) o de un cilindro de aglomeración (en el caso de mineral aglomerado), es recibido por una faja transportadora primaria (Figura 1.13), el cual permite transportar el mineral con fajas intermedias hacia un acumulador con brazo radial. El apilador con brazo radial tiene ruedas de doble tracción que le permiten desplazarse de adelante hacia atrás, así como de lado a lado, haciendo girar las ruedas en media revolución. El apilador luego coloca el mineral sobre la capa impermeabilizada en forma *zig-zag*, aumentando continuamente la ruma hasta rellenar la capa impermeabilizada.



Figura 1.13: Disposición de mineral chancado a un tamaño máximo de 3/8", con fajas transportadoras en una pila de lixiviación de oro, ubicado en México.

1.8 CARACTERÍSTICAS DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN EN ESTUDIO

La pila de lixiviación en estudio se encuentra ubicada en el norte del Perú, a 480 km al Noroeste de Lima, a 20 km de la ciudad de Huamachuco, provincia de Sánchez Carrión, situándose fisiográficamente en la vertiente oriental de la cordillera de los Andes y a una altitud que varía de 3300 a 4100 msnm. El clima

en el área de estudio es caracterizado por una alternancia entre estaciones de estiaje y lluvias. En la Figura 1.14 se presenta la ubicación de la zona de estudio.



Figura 1.14: Ubicación de la pila de lixiviación en estudio

La pila de lixiviación en estudio está conformada por cuatro Fases, denominados Fase 1, Fase 2, Fase 3 y Fase 4. Las dos primeras fases están construidas y se encuentran en operación, la Fase 3 actualmente está en construcción, mientras que la Fase 4 se encuentra etapa de diseño. La Fase 4 se ubica en la parte alta de la pila y se proyecta cargar sobre las fases existentes incrementando la carga de la pila, esta carga adicional podría generar inestabilidad global de la pila, el cual será evaluado en esta investigación en condición estática y pseudoestática. En la Figura 1.15 se presenta el arreglo general de la pila de lixiviación en estudio y en la Figura 1.16 se presenta una vista general de las fases 1 y 2 que se encuentran en operación, en la cual se puede observar la presencia de la poza PLS y de grandes eventos en el pie de la pila.



Figura 1.16: Fase 1 y 2 de la pila de lixiviación en estudio (fases en operación)

1.8.1 Geología

La pila de lixiviación se ubica sobre secuencias de rocas areniscas cuarzosas cretácicas e intrusiones de andesitas y pórfidos dacíticos. Estas secuencias de rocas se encuentran meteorizadas, muy alteradas, muy fracturadas y brechadas, cuyas alteraciones más comunes son la silicificación, argilización y, en menor grado, propilización que cuenta con estructuras oxidadas descritas como unidad geotécnica de suelo residual. Sobre las secuencias descritas se presentan depósitos recientes conformados por depósitos proluviales, los cuales se encuentran constituidos por arcillas limosas con arena de plasticidad nula a baja. Asimismo, se presentan depósitos morrénicos colgados que se restringen a nivel superficial y se encuentran conformados de arcilla con grava, de plasticidad baja y de consistencia rígida. Por último, se encuentran suelos residuales, la mayoría de origen intrusivo que proviene de una fuerte meteorización *in situ*.

1.8.2 Características geotécnicas de la pila de lixiviación

Las características geotécnicas de la pila de lixiviación fueron determinadas en base a la revisión de los estudios previos realizados para las Fases 1, 2 y 3 y en base a las investigaciones de campo (calicatas y perforaciones) realizadas como parte de diseño de la Fase 4. La ejecución de las calicatas tienen por finalidad caracterizar y evaluar las condiciones geotécnicas de los materiales que conforman la cimentación de la pila, en cada una de las calicatas se realizaron una descripción detallada de los tipos de suelos encontrados y se tomaron muestras disturbadas representativas para realizar ensayos de caracterización

física y mecánica en el laboratorio geotécnico. Las perforaciones fueron ejecutadas por el método rotativo sistema *wire line*, con tubería de perforación HQ y HW. Durante la supervisión de las perforaciones se realiza una detallada descripción de los materiales encontrados (suelos residuales y basamento rocoso) y se ejecutan ensayos *in situ* de penetración estándar (SPT) y penetración a gran escala (LPT).

En la Figura 1.17 se presenta la ubicación de las investigaciones geotécnicas más relevantes utilizadas para la caracterización geotécnica y sísmica de la pila de lixiviación y en la figura 1.18 se presentan las características geológicas y geotécnicas de la pila de lixiviación en estudio, las cuales se detallan a continuación.

Depósito proluvial (Unidad Geológica – Geotécnica I)

Esta unidad está conformada por suelos que tuvieron un proceso de redeposición a partir de suelos aluviales, el cual fue conformado, en general, por material arcillo arenoso con grava de plasticidad baja a media, de consistencia rígida a muy rígida, ligeramente húmeda, color pardo anaranjado, estructura fisurada y con grava angulosa a subangulosa de $TM=3"$. El espesor del depósito varía de 2.0 m a 3.0 m.

Depósito morrénico (Unidad Geológica – Geotécnica II)

Esta unidad se encuentra conformada por material fino y fragmentos rocosos de diversos tamaños que se arrastraron por la acción glaciar. Este material se encuentra conformado por material arcillo gravoso de plasticidad baja, rígido, húmedo, color pardo anaranjado, grava subangulosa de $TM=2"$. Según las investigaciones de campo, esta unidad se encuentra como rezagos y/o pequeños depósitos colgados en los taludes actuales. El espesor de este depósito presenta un espesor promedio 2.0 m aproximadamente.

Suelo residual (Unidad Geológica – Geotécnica III)

Los materiales identificados como suelo residual, provienen de la meteorización *in situ* y por procesos exógenos que alteran a la roca intacta. El suelo residual de roca intrusiva se caracteriza por presentarse como arcilla limosa con arena de plasticidad baja a media, rígida a muy rígida, ligeramente húmeda, estructura homogénea y presencia de grava subangulosa de tamaño máximo 1". El suelo residual de roca arenisca se presenta como grava limosa con arena, plasticidad nula, densa, ligeramente húmeda, color pardo anaranjado con rojizo, estructura

fisurada, grava angulosa y con presencia de bolonería aislada. El espesor del suelo residual varía de 20 m a 40 m.

Basamento rocoso (Unidad Geológica – Geotécnica IV)

El basamento rocoso está conformado rocas intrusivas y sedimentarias. La roca dacita se encuentra por debajo de las estructuras sedimentarias de arenisca cuarzosa. Presenta resistencia media a alta (R3.0 a R4.0), se encuentra moderadamente meteorizada, ligeramente alterada, ligeramente fracturada a fracturada, ligeramente húmeda y con RQD promedio de 70%. La roca arenisca presenta resistencia débil a medianamente dura (R2.0 a R3.0), se encuentra meteorizada, moderadamente alterada a muy alterada, extremadamente fracturada (RQD=0%). La roca fractura presenta un espesor de 10 m a 20 m, por debajo de este valor se encuentra roca sana.

CAPÍTULO II: SISMICIDAD Y AJUSTE ESPECTRAL DE SEÑALES SÍSMICAS

En este capítulo se presentan la sismicidad, la máxima aceleración sísmica y los espectros de peligro uniforme característicos de la zona de estudio. Asimismo, se describen las metodologías del estado de la práctica adoptadas por la comunidad internacional de ingenieros para la generación de movimientos sísmicos de diseño, compatibles a la demanda sísmica de un sitio determinado. Los registros sísmicos de diseño generados serán usados posteriormente para la evaluación de la respuesta sísmica de la pila de lixiviación.

Los registros sísmicos de diseño (típicamente aceleraciones) son datos de entrada muy importantes en la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras frente a sismos. La adecuada selección, modificación y ajuste de registros sísmicos en función de la demanda sísmica en un lugar determinado, expresada por los espectros de diseño, reducirá la incertidumbre asociada a la inherente variabilidad de las aceleraciones sísmicas en el tiempo y en la respuesta de las estructuras frente a estas aceleraciones. En el pasado para determinar los movimientos sísmicos se realizaba el escalamiento de la aceleración pico de un registro sísmico tiempo-historia a un valor de la aceleración pico determinado mediante un estudio de peligro sísmico específico. Otra metodología más reciente (estado actual de la práctica), consiste en seleccionar un movimiento sísmico real y realizar un ajuste en el contenido de frecuencias de tal manera que la forma espectral de los mismos sea similar a la forma espectral del espectro de diseño. En la Figura 2.1 se muestra el escalamiento de la señal sísmica considerando ambas metodologías.

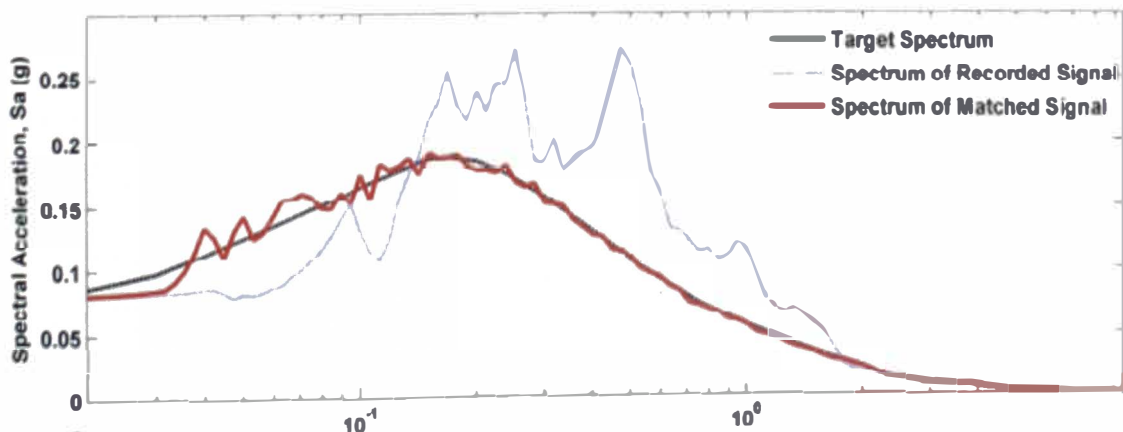


Figura 2.1: Ajuste espectral de una señal sísmica (Perri y Pestana, 2007)

2.1 TIPO DE SUELO

El Código Internacional de Construcción (IBC, 2009) clasifica a un suelo de acuerdo a la velocidad de onda de corte (V_s) para los 30 primeros metros (V_{s30}) en 6 clases, tal como se presenta en la Tabla 2.1. De acuerdo a los resultados de los ensayos MASW y MAM presentados en el capítulo IV, la cimentación (estrato de suelo residual) de la pila de lixiviación analizada corresponde a un suelo tipo C. La roca (suelo tipo B) que se encuentra por debajo del estrato del suelo residual fue considerado para determinar y escalar el movimiento sísmico. Una clasificación de suelo tipo B es equivalente a un suelo tipo S1 de acuerdo a la norma sísmica peruana E-030.

Tabla 2.1: Clasificación de suelos según el (IBC, 2009)

Clase de sitio	Nombre del perfil de suelo	Propiedades promedio en los primeros 30 metros		
		Velocidad ondas de corte del suelo, V_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, N	Resistencia cortante no drenada del suelo, S_u (kPa)
A	Roca dura	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$365 < V_s \leq 750$	$N > 50$	$S_u \geq 96$
D	Perfil de suelo rígido	$180 \leq V_s \leq 365$	$15 \leq N \leq 50$	$48 \leq S_u \leq 96$
E	Perfil de suelo blando	$V_s < 180$	$N \leq 15$	$S_u < 48$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. Índice de Plasticidad $IP > 20$, y Contenido de humedad $w \geq 40\%$, y Resistencia cortante no drenada $S_u < 24$ kPa		
F	-	Cualquier perfil conteniendo suelos con una o más de las siguientes características: Suelos vulnerables a falla potencial o colapso bajo cargas sísmicas tal como suelos licuables, arcillas sensibles, suelos colapsables débilmente cementados. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m. de turba y/o arcilla altamente orgánica, donde H = espesor del suelo) Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con un índice de plasticidad $IP > 75$) Arcillas blandas a medianamente rígidas muy potentes ($H > 36.5$ m)		

2.2 SISMICIDAD

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Esta sismicidad es producto principalmente de la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Continental a lo largo de la costa peruana, con un índice de convergencia de aproximadamente 10 cm por año. Según el mapa de zonificación sísmica propuesto en la norma de diseño Sismorresistente E-030, del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), el área donde se ubica la pila de lixiviación en estudio se encuentra comprendida en la Zona 3, el cual corresponde a una zona de alta sismicidad, tal como se observa en la Figura 2.2.



Figura 2.2: Mapa de zonificación sísmica del Perú (Norma E-030, 2006)

Según, Alva et al (1984) (ver Figura 2.3), en el área cercana a la zona de estudio han ocurrido sismos de intensidades entre VII y VIII en la escala de Mercalli modificada. La ocurrencia de un evento sísmico en la zona de estudio podría producir daños considerables en la pila de lixiviación, por lo cual es necesario y fundamental evaluar las condiciones geotécnicas de la pila y estimar los desplazamientos en la interfase que garanticen un diseño geotécnico adecuado.

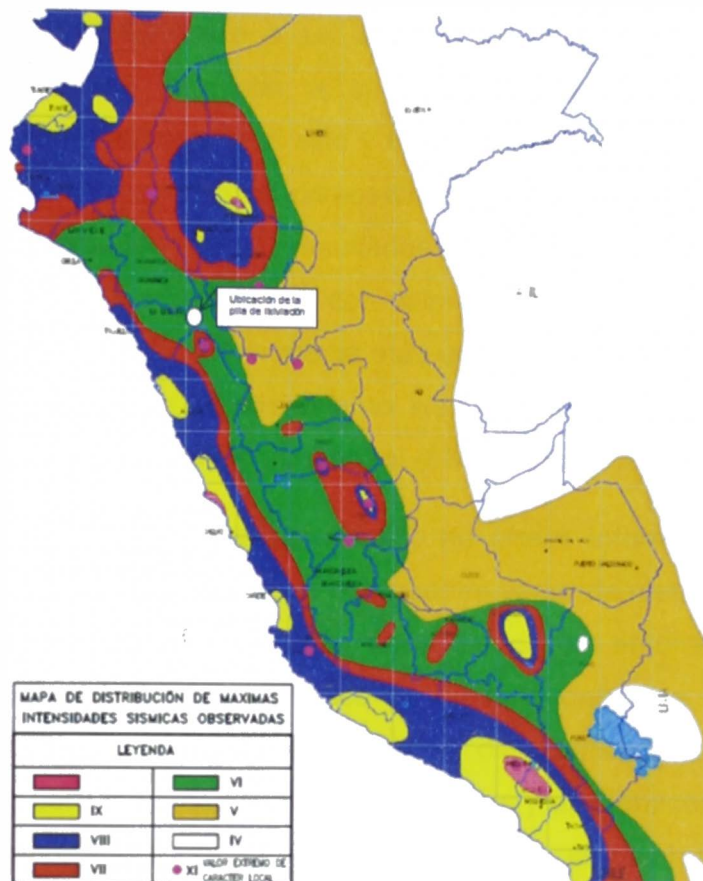


Figura 2.3: Distribución de máximas intensidades sísmicas en Perú (Alva et al, 1984)

2.3 METODOLOGÍAS PARA UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO

El propósito principal del estudio de peligro sísmico es determinar las máximas aceleraciones horizontales del terreno (*Peak Ground Acceleration, PGA*, por sus siglas en inglés) y las aceleraciones espectrales con cierto porcentaje de amortiguamiento, ya sea 2%, 5% ó 10%.

Actualmente existen dos enfoques generales empleados en la evaluación del peligro sísmico específico de sitio (Reiter, 1991), el primero corresponde a un análisis determinístico y el segundo corresponde a un análisis probabilístico.

2.3.1 Análisis de peligro sísmico determinístico

El análisis de peligro sísmico determinístico está basado en el concepto del Sismo Máximo Creíble (SMC – MCE, de sus siglas en inglés). EL SMC es el sismo máximo que puede ocurrir a lo largo de una determinada falla o dentro de una provincia tectónica definida geográficamente, bajo un marco tectónico conocido o presumido (ICOLD, 1989).

Para definir el SMC asociado a un estudio determinístico, se identifica la distancia más cercana del sitio a cada fuente sísmica, se evalúan las condiciones de suelo adyacente al sitio y finalmente se emplean ecuaciones de predicción del movimiento sísmico compatibles a los tipos de suelos y regiones tectónicas consideradas. Como resultados de la evaluación se obtienen parámetros espectrales relacionados con valores estadísticos correspondientes a la mediana (percentil 50), y a la media más una desviación estándar (percentil 84). El SMC que produce el movimiento sísmico más grande en el sitio se denomina Sismo Máximo Creíble de Control (SMCc).

El análisis determinístico de peligro sísmico no ofrece información acerca del intervalo de recurrencia de los sismos que pueden variar de menos de cien (100) años a más de diez mil (10000) años, dependiendo del entorno geológico en consideración. El análisis determinístico es limitado debido a que no puede estimar el periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia del movimiento sísmico, ni considera las incertidumbres (aleatorias y epistémicas) asociadas al fenómeno sísmico, tampoco da información sobre el nivel de movimiento esperado en un periodo de tiempo, como la vida útil de la estructura.

2.3.2 Análisis de peligro sísmico probabilístico

El análisis probabilístico de peligro sísmico considera todos los posibles escenarios sísmicos, combinando cada par magnitud-distancia para cada fuente sismogénica. Dichos análisis son empleados para estimar la probabilidad de ocurrencia de aceleraciones de terreno (o espectrales) generados por sismos y para un periodo específico, característica que no es considerada en un estudio determinístico de peligro sísmico. En el análisis por lo general se consideran periodos de retorno específicos de 475, 975 y 2,475 años con 10%, 5% y 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años, respectivamente.

La probabilidad o frecuencia de ocurrencia de todos los eventos asociados a cada fuente sísmica, se incorpora dentro del análisis probabilístico, que también incluye la tasa de atenuación de la energía liberada por el sismo, conforme la onda se propaga y se aleja de la fuente o hipocentro. Mientras que un estudio determinístico resulta sólo en un valor de parámetro sísmico (por ej. aceleración) asociado con el sismo máximo para cada escenario magnitud-distancia, el análisis probabilístico provee una curva de peligro sísmico que indica la

frecuencia anual (asociado directamente al periodo de retomo) de exceder un valor espectral dado (Abrahamson, 2006).

El análisis probabilístico también provee un marco en el cual las incertidumbres (aleatorias y epistémicas) relacionadas con la magnitud, el emplazamiento, las ecuaciones de predicción del movimiento y la frecuencia de ocurrencia, puedan ser identificadas, cuantificadas y combinadas para generar una imagen más completa del peligro sísmico (Kramer, 1996; Bommer, 2012).

Los resultados del análisis probabilístico se emplean para seleccionar los parámetros sísmicos de diseño con base en la probabilidad de excedencia de un valor espectral adoptado (por ej. aceleración máxima horizontal o aceleración espectral), durante la vida útil de una estructura, o para un periodo de retorno establecido. Finalmente mediante el proceso de desagregación sísmica se puede identificar que combinación de magnitud y distancia, es la de mayor contribución en el cálculo de la amenaza sísmica.

2.3.3 Espectro de peligro sísmico uniforme

El análisis de peligro sísmico probabilístico permite combinar los valores espectrales que presentan la misma probabilidad de excedencia con valores de periodos espectrales discretos para obtener un espectro elástico de peligro uniforme (generalmente asociado al 5% de amortiguamiento). Esta curva resulta a partir de la envolvente de valores espectrales, considerando la posible ocurrencia de sismos medianos cercanos al sitio, que producen movimientos con frecuencias altas, y sismos grandes con epicentros alejados del sitio, que impactan en la zona de estudio. En el espectro de peligro sísmico uniforme se puede determinar la máxima aceleración horizontal (PGA), la cual corresponde al valor de la ordenada para un período $T=0$ s.

Los espectros de diseño obtenidos para un periodo de retomo en particular, proveen parámetros de respuesta que pueden ser usados directamente en la estimación de las demandas sísmicas para el diseño de estructuras y son en algunos casos preferidos respecto a los espectros derivados de fijar una forma espectral al valor de la aceleración máxima (EERI, 1989). El procedimiento para la obtención de un espectro de peligro uniforme se esquematiza en la Figura 2.4.

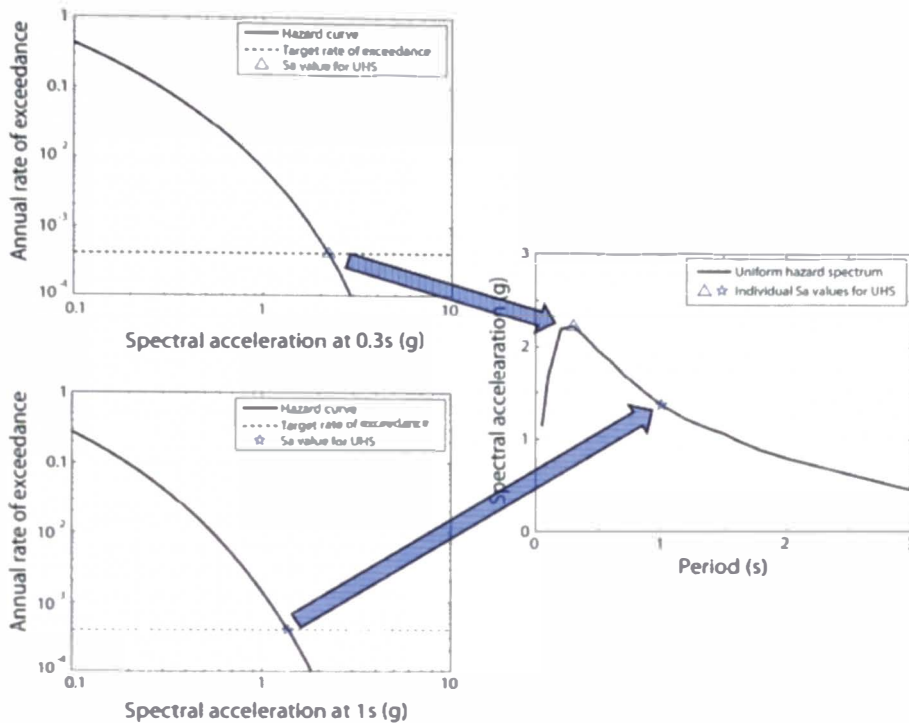


Figura 2.4: Procedimiento para obtener el espectro de peligro sísmico uniforme (Baker, 2008).

2.4 PROCEDIMIENTOS PARA LA GENERACIÓN DE SÍSMOS DE DISEÑO

En el pasado una amplia variedad de técnicas han sido desarrolladas para la selección y generación de acelerogramas con la finalidad de realizar análisis sísmicos tiempo-historia, una descripción detallada de estas técnicas puede encontrarse en los trabajos de Haselton et al (2009) y Katsanos (2010). La metodología más simple para la generación de movimientos sísmicos consiste en escalar los valores de la aceleración pico de sismos registrados instrumentalmente a los valores de aceleración pico definidos por un estudio de peligro sísmico para un sitio en particular, sin embargo la desventaja de esta metodología es que la forma espectral de los registros escalados puede ser bastante distinta a la forma espectral de los espectros de diseño.

Otra metodología común en la práctica de la ingeniería sísmica consiste en la selección de movimientos sísmicos reales y su posterior ajuste de tal manera que la forma espectral de los mismos sea similar a la forma espectral de un espectro de diseño (típicamente similar al valor medio del espectro de diseño, sin considerar desviaciones estándares). Estos ajustes pueden ser realizados en el dominio del tiempo o en el dominio de las frecuencias, sin embargo se ha demostrado que los ajustes realizados en el dominio del tiempo permiten obtener movimientos sísmicos con características más aproximadas a las reales. Una

descripción exhaustiva de estas técnicas pueden encontrarse en los trabajos de Beyer y Bommer (2007), Shantz (2006), Watson-Lamprey y Abrahamson (2006), Abrahamson (1992), Hancock et al (2006) y Attik y Abrahamson (2009).

De los procedimientos previamente descritos, el método de ajuste espectral es la metodología con mayor uso en el estado de la práctica actual de la ingeniería sísmica, la cual será considerada en este estudio para realizar el ajuste del espectro objetivo considerado.

2.4.1 Ajuste espectral mediante fragmentos de onda

Esta metodología está basada en añadir fragmentos de ondas (*wavelets*) al registro sísmico original con la finalidad de ajustar su espectro a un espectro objetivo. Cada fragmento de onda tiene como fin alcanzar la ordenada espectral del espectro objetivo en cada periodo espectral. El ajuste se realiza periodo por periodo o en grupo de periodos. Generalmente, se requieren múltiples iteraciones para conseguir una convergencia razonable entre el registro de aceleraciones ajustado espectralmente y el espectro objetivo.

La metodología está basada en los trabajos de Lilhanand y Tseng (1988) y Abrahamson (1992) quienes implementaron la metodología en el software RSPmatch. Posteriormente Hancock et al (2006), introduce nuevas formas funcionales para las *wavelets* actualizando la versión del software a RSPmatch 2005, finalmente como parte del proceso de optimización y actualización del software, Attik y Abrahamson (2009) introducen nuevas formas funcionales, que permiten optimizar el proceso de generación de registros sísmicos en términos de convergencia y mantenimiento las características no estacionarias de los movimientos sísmicos reales, actualizando la versión del Software RSPmatch a su versión 2009. Esta nueva metodología fue implementada en el Software SeismoMatch (2013). Los principios de la metodología de ajuste espectral empleada en el SeismoMatch son los siguientes:

- Calcular la respuesta del sistema de un grado de libertad bajo la acción de un registro sísmico considerando diferentes periodos y niveles de amortiguamiento.
- Comparar los picos de la respuesta del sistema de un grado de libertad con el espectro objetivo (el espectro el cual se usa para el ajuste) y determinar la diferencia existente en términos de ordenadas espectrales.

- Adicionar *wavelets* con adecuadas fases y amplitudes al tiempo-historia de aceleración de tal manera que el pico de cada respuesta se ajuste al espectro de diseño (para el periodo de interés). Una *wavelet* es usada para el ajuste de cada respuesta del sistema de un grado de libertad.

Después del ajuste espectral es recomendable hacer la corrección por línea base del registro sísmico ajustado (aceleración, velocidad y desplazamiento). Otros aspectos que debemos tener en cuenta durante el ajuste espectral de la señal sísmica, es que los valores picos, la forma de la ondas y el tramo de duración fuerte del registro sísmico ajustado sean compatibles con el registro sísmico original. Asimismo, para verificar que el registro final escalado no haya sufrido una desviación considerable en el contenido de energía y duración se deberá comparar la intensidad de Arias, principalmente en el tramo del 5 al 95% del tiempo de la señal sísmica (Hancock et al, 2006).

2.5 MÁXIMA ACELERACION SÍSMICA Y ESPECTRO DE PELIGRO SÍSMICO UNIFORME DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se revisaron cuatro estudios de peligro sísmico realizados cerca de la zona de estudio mediante los métodos determinísticos y probabilísticos, para fines de este informe solo se interpretará los resultados del análisis probabilístico.

En el año 2011 se realizó un estudio de peligro sísmico específico para la zona de estudio con el fin de determinar la aceleración pico del movimiento (*PGA*, *Peak Ground Acceleration*) en diferentes tipos de suelo, clasificados según el IBC (2009) y considerando siete periodos de retorno del terremoto de diseño y diferentes leyes de atenuación. De los resultados se obtuvo para un suelo tipo B, un *PGA* es 0.14 g y 0.26 g considerando un periodo de retorno del terremoto de diseño de 100 años y 475 años respectivamente.

Otro estudio de peligro sísmico en la misma zona de estudio fue realizado el año 2012, en el cual se determinó el valor de *PGA* para tres periodos de retorno (475, 975 y 2475 años) y considerando únicamente un suelo tipo B. Asimismo, se determinó el espectro de peligro uniforme asociado a cada periodo de retorno y se evaluó el par magnitud-distancia (análisis de desagregación) que más influye en el cálculo de la aceleración espectral. De los resultados se obtuvo un valor de *PGA* de 0.28 g para un periodo de retorno de 475 años y el par magnitud-distancia para el periodo de retomo de 475 años fue 7.4 Mw y 130 km.

Otro estudio de peligro sísmico cerca de la zona de estudio (aproximadamente a 24 km, denominado sitio 2), fue realizado en el año 2014, en el cual se determinó el *PGA*, se elaboró el espectro de peligro uniforme y se realizó el análisis de desagregación sísmica asociados a diferentes periodos de retorno (100, 200, 475, 975 y 2475 años), considerando dos tipos de suelos (tipo B y C). De los resultados, para un suelo tipo B y un periodo de retorno de 100 y 475 años, se obtuvieron valores de *PGA* de 0.16 g y 0.29 g respectivamente. El par magnitud-distancia para el periodo de retorno de 475 años fue 6,8 Mw y 96 km.

Otro estudio más reciente fue elaborado en el año 2015 para una zona cercana al área de estudio (aproximadamente 14 km de la zona de estudio, denominado sitio 1), en el cual se determinó el *PGA*, el espectro de peligro uniforme y la desagregación sísmica, únicamente para suelo tipo B y para cinco periodos de retorno del terremoto de diseño (475, 1000, 2475, 5000 y 10 000 años). De los resultados se obtuvo un *PGA* de 0.32 g para un periodo de retorno de 475 años (cierre de la pila) y un par magnitud-distancia de 7,5 Mw y 80 km.

En la Tabla 2.2 se presenta el resumen de los valores de *PGA* obtenido en los estudios de peligro sísmico específico, para un suelo tipo B y para diferentes periodos de retorno del terremoto de diseño, los cuales fueron comparados con los valores de *PGA* obtenidos en los estudios de peligro sísmico regionales. Los valores estimados se encuentran dentro del rango esperado.

Cabe mencionar que la variación de los resultados son variaciones mínimas, las cuales están asociadas a las diferentes leyes de atenuación utilizadas en su cálculo, a la distancia de las fuentes al sitio de interés y a los parámetros sismológicos, los cuales deben ser actualizados periódicamente.

En las Figuras 2.5 y 2.6 se presentan los espectros de peligro uniforme determinados en los estudios de peligro sísmico y los espectros promedios considerados para el análisis de respuesta sísmica. Para el análisis de la pila de lixiviación en condición de cierre se decidió promediar el espectro uniforme de la zona de estudio y el espectro obtenido a una distancia de 14 km del sitio (sitio 1), para el cual se obtuvo un *PGA* promedio de 0.30 g. No se consideró el espectro del sitio 2 debido a que hay cierta incertidumbre en el rango de periodos de 0.1 a 0.2 segundos. Para la condición de operación, se decidió utilizar el mismo espectro promediado, escalado al valor promedio del *PGA* (0.15 g).

Tabla 2.2: Aceleraciones máximas esperadas del terreno (PGA)

Año de estudio	Clasificación de sitio (IBC 2009)	a_{max} (g) para T_r (años)				
		100	200	475	975	2475
(2011)	B	0.14	0.19	0.26	0.32	0.43
	C	0.17	0.24	0.35	0.47	0.66
	C-D	0.25	0.33	0.44	0.55	0.73
(2012)	B	-	-	0.28	0.37	0.52
(2014)	B	0.16	0.21	0.29	0.36	0.47
(2015)	-	-	-	0.32	0.45	0.66

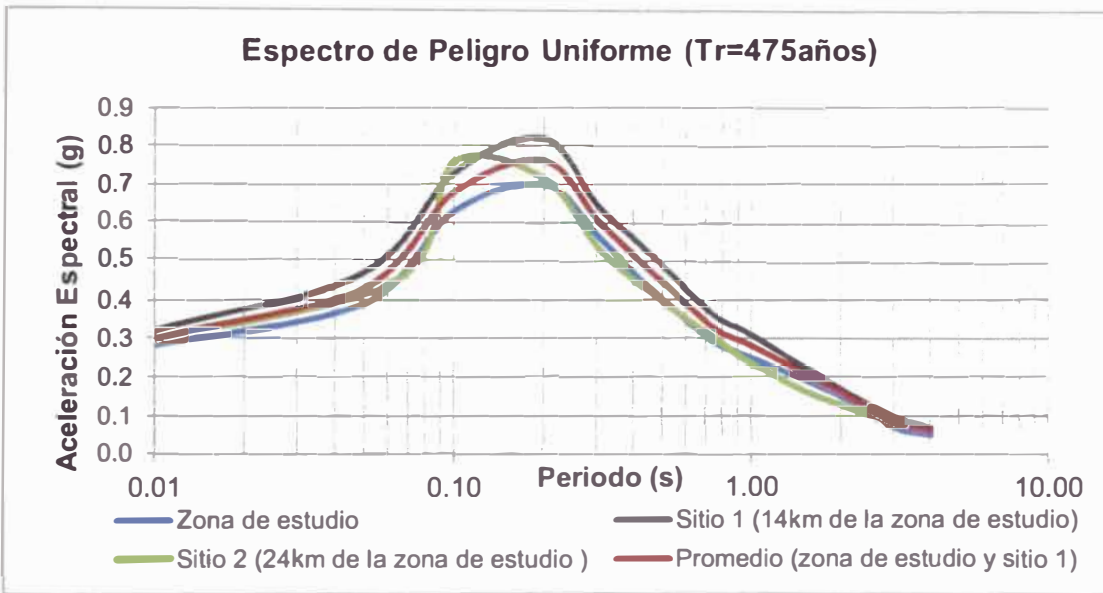


Figura 2.5: Espectro de peligro sísmico uniforme en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 475 años

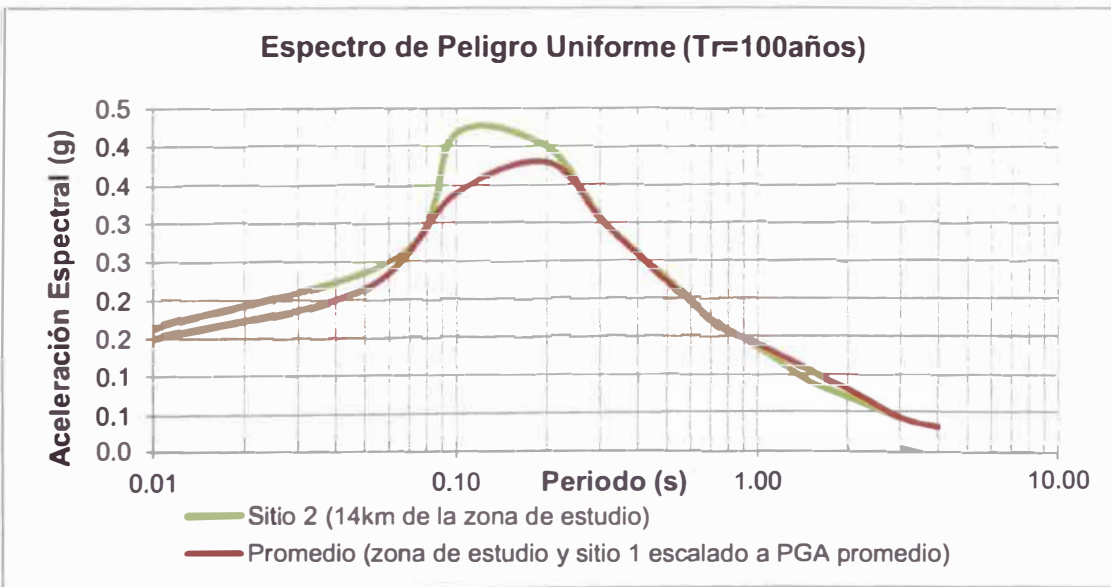


Figura 2.6: Espectro de peligro sísmico uniforme en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 100 años.

2.6 SEÑALES SÍSMICAS

Para el ajuste espectral de la señal sísmica se ha considerado el registro sísmico de aceleración (componente este-oeste) de 1974 registrado en la ciudad de Lima, con una magnitud momento (M_w) de 8.1 y aceleración máxima de 0.19 g. El sismo ocurrió el 3 de octubre de 1974 en Lima, Mala, Cañete, Chincha y Pisco y duró cerca de dos minutos. En Lima sufrieron daños los edificios públicos, iglesias y monumentos históricos, con diferentes intensidades entre V y VII (MMI). En locales próximos a cerros y suelo poco consolidado (distrito La Molina), se observaron intensidades de VII-IX (MMI) como consecuencia de la amplificación de las vibraciones causadas por el terreno. En la Figura 2.7 se presenta el registro tiempo historia registrada en Lima.

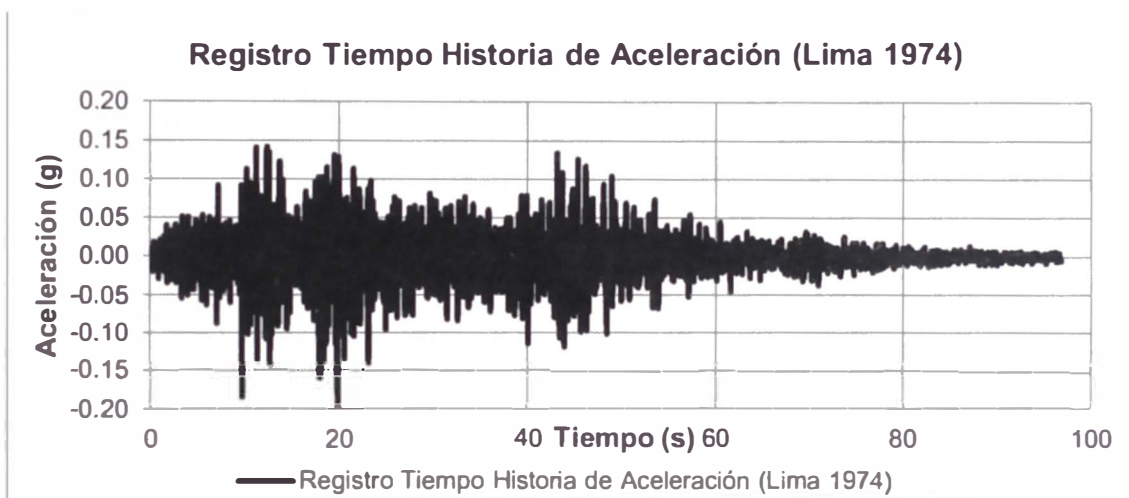


Figura 2.7: Registro tiempo historia de aceleraciones del sismo de Lima 1974.

2.7 GENERACIÓN DE REGISTRO SÍSMICO COMPATIBLE AL ESPECTRO DE PELIGRO SÍSMICO UNIFORME DE LA ZONA DE ESTUDIO.

En base a la metodología de ajuste espectral por fragmentos de ondas descrito en el ítem 2.5, se realizó el ajuste espectral del registro sísmico histórico compatible a los espectros de peligro uniforme para 100 y 475 años. El registro utilizado corresponde al sismo de 1974. El ajuste espectral de la señal sísmica fue realizado en dos fases, en la primera fase se realizó el ajuste espectral de las frecuencias altas (de 1 a 25hz) y en la segunda fase se realizó el ajuste espectral de las frecuencias bajas (de 0.25hz a 1hz). Todos los cálculos fueron realizados utilizando el programa SeismoMatch V2.1.

En las Figuras 2.8 y 2.9 se presentan las comparaciones espectrales entre el movimiento sísmico original previo al ajuste espectral y el movimiento sísmico

obtenido después de realizado el ajuste. Se observa que el ajuste espectral para la condición de cierre de la pila ($T_r=475$ años), en el rango de periodos mayores a 0.15s el ajuste se realizó de manera satisfactoria, mientras que para periodos menores a 0.15s el ajuste fue aproximado. El ajuste espectral para la condición de operación de la pila ($T_r=100$ años) de lixiviación fue realizado de manera satisfactoria en todos los periodos.

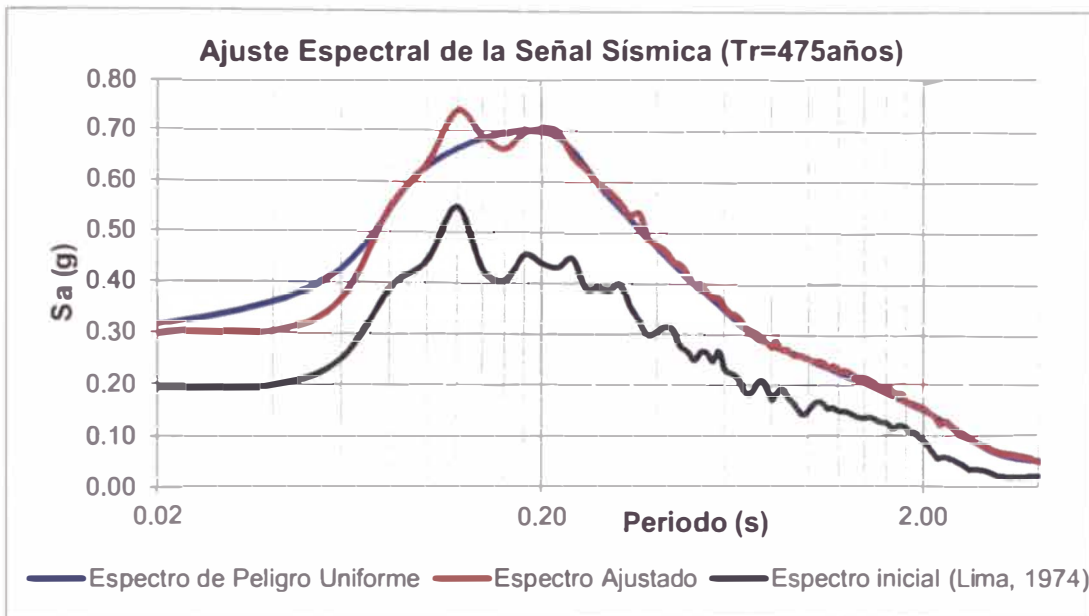


Figura 2.8: Ajuste espectral de la señal sísmica al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de la señal sísmica de 475 años.

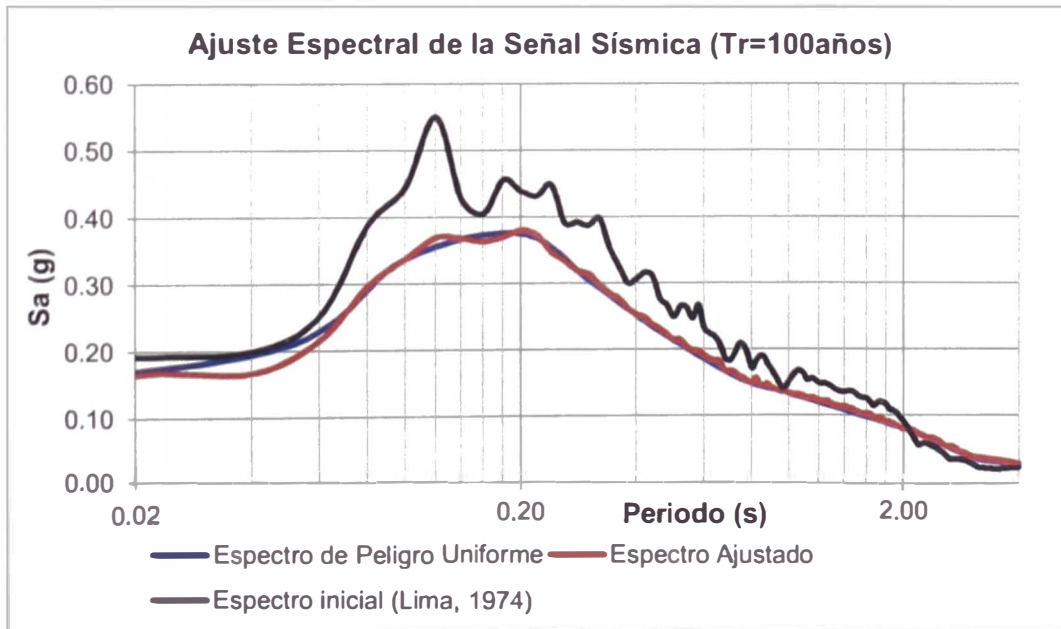


Figura 2.9: Ajuste espectral de la señal sísmica al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de la señal sísmica de 100 años.

En las Figuras 2.10 y 2.11 se presentan los registros ajustados espectralmente que luego serán utilizados en el análisis de respuesta sísmica y en la Figura 2.12 se muestra la intensidad de Arias (Arias, 1970) del registro inicial y los registros ajustados, en la cual se puede observar que la energía del sismo se mantiene casi intacta, lo cual indica que el ajuste espectral fue realizado de manera satisfactoria. La energía de la señal ajustada para la condición de operación y cierre coinciden debido a que la forma espectral del espectro objetivo fue similar.

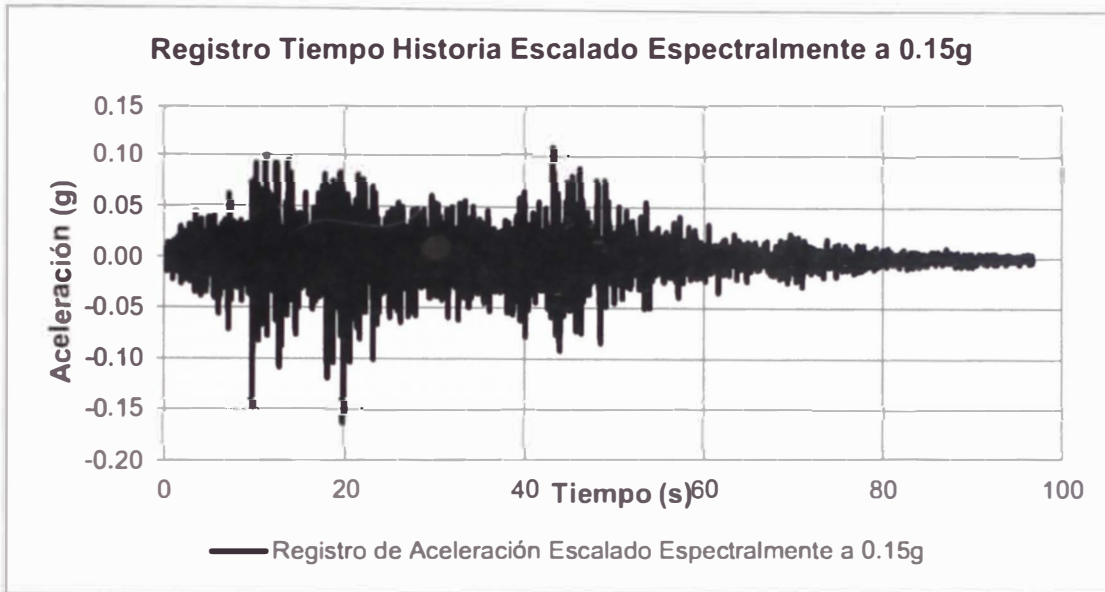


Figura 2.10: Registro tiempo historia escalado al valor del 0.15g correspondiente a un periodo de retomo de 100 años

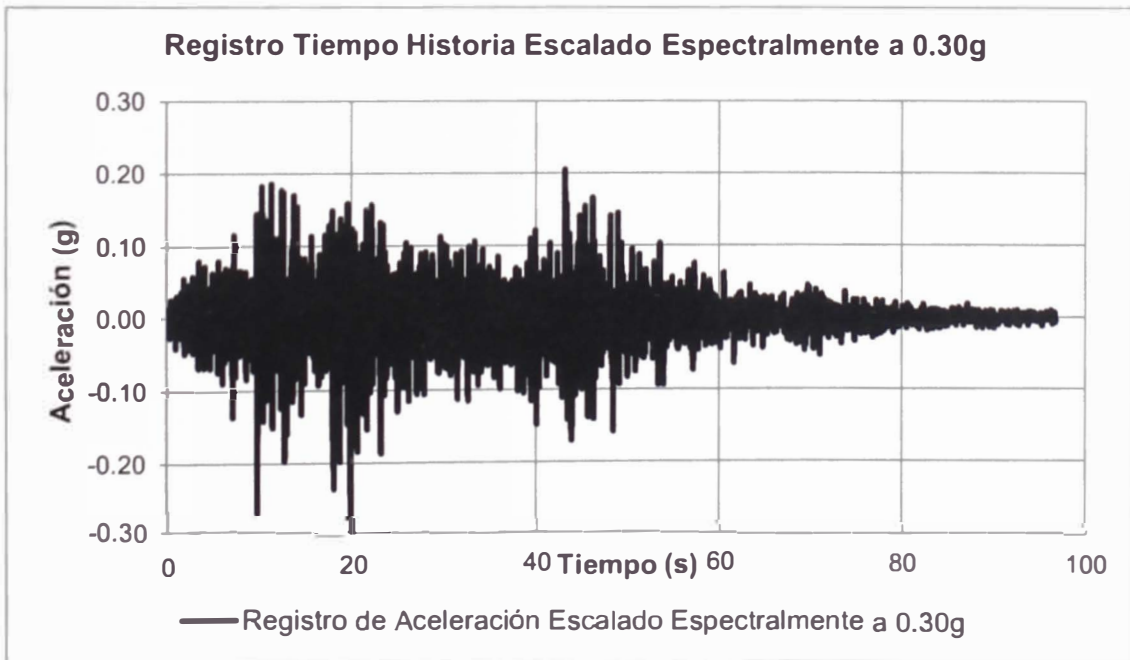


Figura 2.11: Registro tiempo historia escalado al valor del 0.30g correspondiente a un periodo de retomo de 475 años

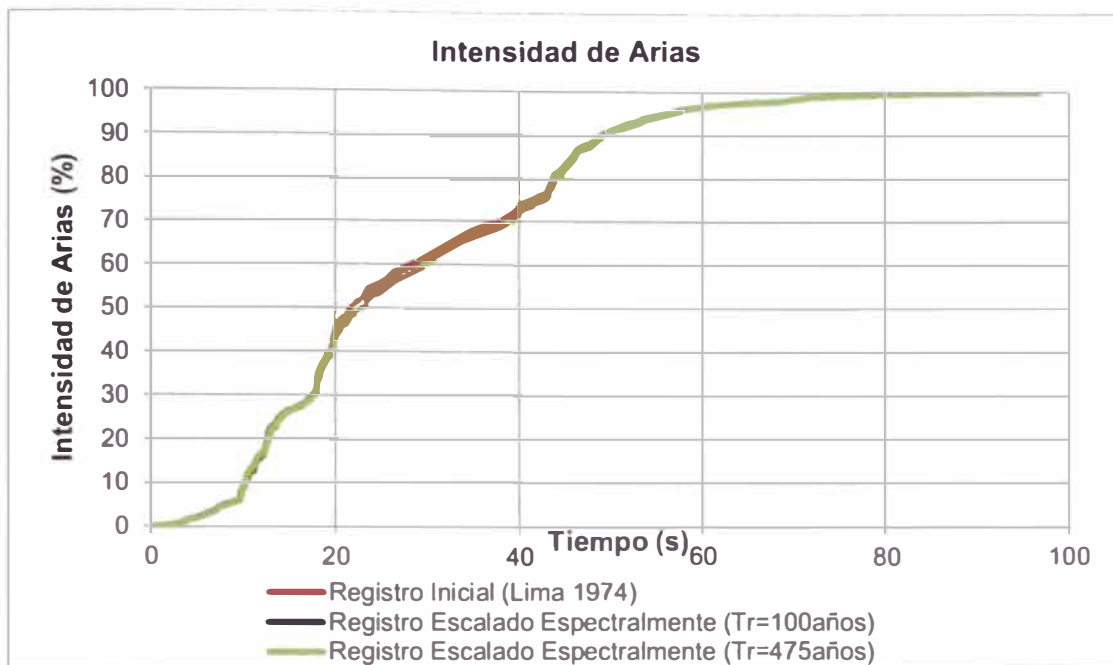


Figura 2.12: Intensidad de Arias de los registros sísmicos original y escalado al valor de 0.15 y 0.30g

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

En el presente capítulo se hace una descripción general de los criterios y las metodologías utilizadas para el análisis de estabilidad de taludes de una pila de lixiviación para la condición estática y pseudoestática (sísmica). Asimismo se presenta los resultados del análisis de estabilidad de la pila de lixiviación en estudio por el método de equilibrio límite.

En general la estabilidad de una estructura puede ser determinada por el método de equilibrio límite o por el cálculo de deformaciones permanentes. El tipo de falla en una pila de lixiviación generalmente es no circular (tipo bloque) y la superficie de falla se produce en la zona de interfase (zona de menor resistencia) generada en la zona de revestimiento de la pila por el contacto entre la geomembrana, el mineral y el suelo de baja permeabilidad. En la Figura 3.1 se muestra una falla tipo bloque generada en una pila de lixiviación (Ludeña, 2013).

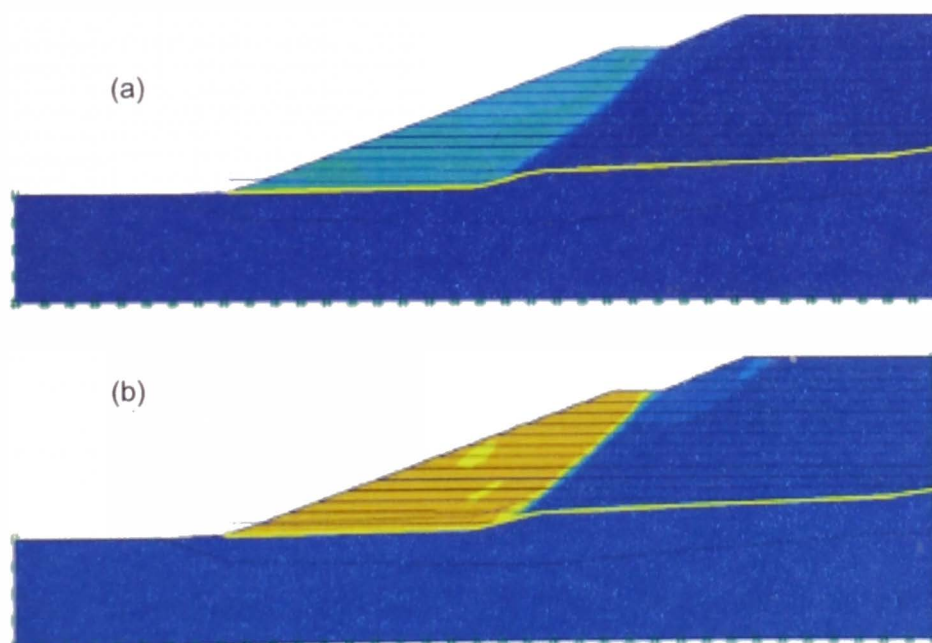


Figura 3.1: Superficie de desplazamiento de una pila de lixiviación en condiciones estáticas (a) y pseudoestáticas (b) (Ludeña, 2013)

3.1 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

En la práctica actual los problemas de estabilidad de taludes son resueltos mediante el método de equilibrio límite, usando procedimientos bidimensionales debido a su simplicidad y fácil entendimiento. Los cálculos consisten en determinar un factor de seguridad (FS) usando los procedimientos de equilibrio límite considerando ecuaciones de equilibrio estático (Duncan y Wright, 2005).

En el método de equilibrio límite, el FS es definido como el mínimo factor por el cual la resistencia del suelo debe ser reducida para llevar el talud a la falla. Se asume que la masa de suelo está al borde del colapso y las ecuaciones de equilibrio son resueltas para el FS desconocido. Tres ecuaciones o condiciones de equilibrio tienen que ser satisfechas:

- Equilibrio de fuerzas en la dirección vertical.
- Equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal.
- Equilibrio de momentos en cualquier punto.

Todos los procedimientos de equilibrio límite usan al menos una de estas ecuaciones para calcular el FS. Algunos procedimientos satisfacen todas las condiciones de equilibrio y otras solo algunas (Duncan y Wright, 2005). Para el cálculo del FS la masa deslizante es dividida en dovelas verticales (dovelas) y se aplican las condiciones de equilibrio estático a cada dovela determinando las fuerzas y momentos resistentes, los cuales son posteriormente utilizados para determinar el FS general de la masa deslizante discretizada.

Las hipótesis planteadas por el método de equilibrio límite son las siguientes:

- La superficie potencial de falla está bien definida.
- El colapso de la masa de suelo es incipiente.
- Se cumple el criterio de Mohr-Coulomb a lo largo de toda la superficie de ruptura o algún otro criterio previamente establecido.
- Se obtiene un único FS a lo largo de cada superficie de falla.
- Consideran que el suelo tiene un comportamiento mecánico como materiales rígidos perfectamente plásticos.

Hay varios métodos para el cálculo del FS de una masa deslizante discretizada en dovelas. En la Tabla 3.1 se presenta los métodos más utilizados en la práctica y se resume las consideraciones de cada método (Duncan 1996).

Tabla 3.1: Métodos de equilibrio límite para determinar el FS (Duncan 1996)

Método	Limitaciones, asunciones y condiciones que satisfacen el equilibrio
Método Ordinario de Fellenius (Fellenius)	Factor de seguridad bajo y muy impreciso para taludes de baja pendiente con altas presiones de poros. Aplicado sólo a superficies de deslizamiento circulares, asume que la fuerza normal sobre la base de cada dovela es $W \cos \alpha$. Presenta una

Método	Limitaciones, asunciones y condiciones que satisfacen el equilibrio
1927)	ecuación (momento de equilibrio de la masa entera) y una incógnita (factor de seguridad).
Método de Bishop Modificado (Bishop 1955)	Método preciso, aplicado sólo a superficies de deslizamiento circulares, satisface el equilibrio vertical y equilibrio de momento global y asume que las fuerzas laterales en las dovelas son horizontales. Presenta N+1 ecuaciones e incógnitas.
Método de Equilibrio de Fuerzas	Satisface el equilibrio de fuerzas y es aplicable a cualquier forma de la superficie de deslizamiento. Asume inclinaciones de la fuerza lateral que puede ser el mismo para todas las dovelas o puede variar en cada dovela. Pequeñas inclinaciones de la fuerza lateral resultan en valores de F menores a los calculados utilizando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio y grandes inclinaciones resultan en valores de F mayores. Presenta 2N ecuaciones e incógnitas.
Método Simplificado de Janbu (Janbu 1968)	Método de equilibrio de fuerzas. Es aplicable a cualquier forma de superficie de deslizamiento y asume que la fuerza lateral es horizontal (el mismo para todas las dovelas). Los FS suelen ser más bajos que los calculados utilizando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio. Presenta 2N ecuaciones e incógnitas.
Método Sueco Modificado (US Army Corps of Engineers 1970)	Método de equilibrio de fuerzas. Es aplicable a cualquier forma de superficie de deslizamiento y asume inclinaciones de la fuerza lateral iguales a la inclinación de la pendiente (el mismo para todas las dovelas). Los FS por lo general son más altos que los calculados utilizando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio. Presenta 2N ecuaciones e incógnitas.
Método de Lowe y Karafiath (Lowe and Karafiath 1960)	Generalmente más precisa de los métodos de la fuerza de equilibrio y es aplicable a cualquier forma de la superficie de deslizamiento. Asume inclinaciones de fuerza lateral promedio entre el talud y la superficie de deslizamiento. Satisface el equilibrio de fuerzas verticales y horizontales y presenta 2 N ecuaciones e incógnitas.

Método	Limitaciones, asunciones y condiciones que satisfacen el equilibrio
Procedimiento generalizado de Janbu (Janbu 1968)	Satisface todas las condiciones de equilibrio y es aplicable a cualquier forma de la superficie de deslizamiento. Asume alturas de fuerzas laterales por encima de la base de la dovela y es más frecuente problemas de convergencia numérica que algunos otros métodos; sin embargo es un método preciso y presenta 3N ecuaciones e incógnitas.
Método de Spencer (Spencer 1967)	Satisface todas las condiciones de equilibrio y es aplicable a cualquier forma de superficie de deslizamiento; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales son las mismas para cada dovela. La inclinación de la fuerza lateral se calcula en el proceso de solución, es un método preciso y presenta 3N ecuaciones e incógnitas.
Método de Morgensertn y Price (Morgensertn and Price 1965)	Satisface todas las condiciones de equilibrio y es aplicable a cualquier forma de superficie de deslizamiento; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales siguen el patrón, llamado $f(x)$. La inclinación de la fuerza lateral puede ser igual o variar entre cada dovela y es calculada en el proceso de solución. Es un método preciso y presenta 3N ecuaciones e incógnitas.
Método de Sarma (Sarma 1973)	Satisface todas las condiciones de equilibrio y es aplicable a cualquier forma de superficie de deslizamiento; asume que las magnitudes de las fuerzas laterales verticales siguen patrones prescritos; calcula la aceleración horizontal de equilibrio apenas sea estable. Presenta 3N ecuaciones e incógnitas.

En la práctica uno de los métodos más utilizados en el cálculo del FS es el método de Spencer, el cual satisface todas las ecuaciones de equilibrio y es el más estable numéricamente.

3.1.1 Análisis de estabilidad pseudoestático

El método más simple para incluir los efectos de un sismo es considerarlo como una serie de fuerzas estáticas horizontales equivalentes. La magnitud de la fuerza horizontal se asume igual al peso de masa deslizante multiplicada por un coeficiente adimensional (k_y) que busca representar los efectos del sismo, transformando el problema en uno del tipo pseudoestático. El coeficiente sísmico

(k_y) es un valor obtenido de manera empírica que depende de la aceleración horizontal máxima del sitio, las características del sismo (magnitud, profundidad, contenido de frecuencias) y de las dimensiones de la estructura.

En realidad el sismo induce fuerzas tanto horizontales como verticales, sin embargo varios autores recomiendan despreciar la componente vertical en los análisis. Los coeficientes sísmicos horizontales más utilizados en la práctica para el análisis pseudoestático fueron resumidos por (Abramson et al, 2002).

Tabla 3.2: Valores de coeficientes sísmicos (k) recomendados en el análisis pseudoestático (Abramson et al 2002)

Coeficiente sísmico (k)	Observaciones
0,10	Sismo importante, $FS > 1,0$ (cuerpo de ingenieros, 1982)
0,15	Sismo de gran magnitud, $FS > 1,0$ (cuerpo de ingenieros, 1982)
0,15 a 0,25	Japón $FS > 1,0$
0,05 a 0,15	Estado de California
0,15	(Seed, 1979) con $FS > 1,15$ y un 20% de reducción de resistencia
1/3 a 1/2 de la aceleración pico horizontal	(Marcuson y Franklin, 1993) $FS > 1,0$
1/2 de la aceleración pico horizontal	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) $FS > 1,0$ y un 20% de reducción de resistencia

Debido a que los sismos ocurren en periodos cortos es razonable asumir que con excepción de gravas muy gruesas o cantos rodados, el suelo no drene apreciablemente durante un sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos el análisis pseudoestático debe realizarse con resistencias no drenadas. Generalmente se recomienda utilizar los resultados del ensayo triaxial no consolidado no drenado, debido a que los sismos actúan cuando el talud ya ha alcanzado su equilibrio de consolidación (Duncan y Wright, 2005).

3.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS

El *US Army Corps of Engineering Slope Stability* (USACOE, 2003) recomiendan FS mínimos para presas de tierra y enrocado y para determinarlos recomiendan el empleo del método de Spencer. Los FS recomendados por USACOE 2003 son resumidos en la Tabla 3.3. Asimismo, en la Tabla 3.4 se presentan los FS mínimos según *Dam Safety Guidelines del 2007 del Canadian Dam Association* (DSG-CDA 2007) para los análisis estáticos y pseudoestáticos.

Tabla 3.3: Factores de seguridad mínimos requeridos (USACOE 2003)

Condición analizada	Mínimo FS requerido aguas arriba	Mínimo FS requerido aguas abajo
Al final de la construcción para presas de más de 15 m	1,3 1,4	1,3 1,4
Infiltración constante	-	1,5
Desembalse rápido	1,5	-
Pseudoestático	1,0	1,0
Postsismo	1,1-1,2	1,1-1,2

Tabla 3.4: Factores de seguridad mínimos requeridos (DSG-CDA 2007)

Condición analizada	Mínimo FS requerido ⁽¹⁾	Talud
Al final de la construcción antes de llenar el reservorio	1,3	Aguas arriba y aguas abajo
Largo plazo	1,5	Aguas abajo
Desembalse rápido parcial o total	1,2-1,3 ⁽²⁾	Aguas arriba
pseudoestático	1,0	Aguas abajo
Postsismo	1,2-1,3	Aguas abajo

Notas:

(1) FS requerido para la mínima superficie de falla determinada por el método de equilibrio límite

(2) Valores altos de FS pueden ser requeridos si el desembalse ocurre con frecuencia durante la operación

Los valores de las tablas 3.3 y 3.4 pueden ser adoptados para el análisis de una pila de lixiviación, considerando para la condición estática FS de 1.3 y 1.5 a corto y largo plazo respectivamente y en la condición pseudoestática un FS de 1.0.

3.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS MATERIALES

3.3.1 Mineral lixiviado

El mineral procesado que es colocado en la pila de lixiviación presenta un contenido de grava, arena y finos que varían de 50 a 55%, de 29 a 39% y de 11 a 16%, respectivamente, clasificando según SUCS como grava pobremente gradada con limo (GP-GM), grava limosa (GM) y grava limo-arcillosa (GC-GM). La conductividad hidráulica del mineral varía de 0,37 a 1,4 cm/s.

Para estimar los parámetros de resistencia al corte del mineral lixiviado se realizó un ensayo de compresión triaxial consolidado drenado (CD). Los

resultados indican que los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, presenta una cohesión nula y 36° de ángulo de fricción interna. En la Figura 3.2 se presenta los resultados del ensayo triaxial CD.

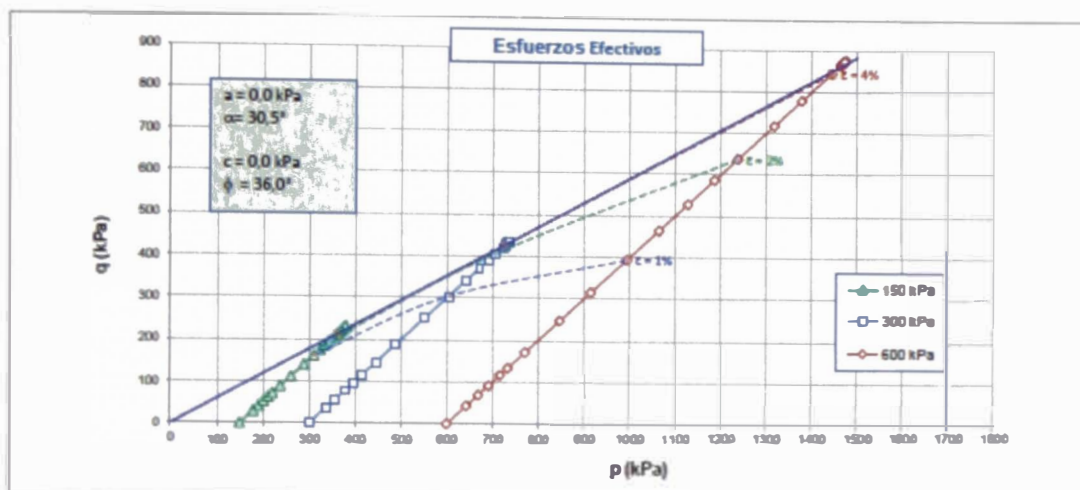


Figura 3.2: Resultado del ensayo triaxial consolidado drenado para el mineral

3.3.2 Suelo residual (residual de intrusivo y residual de arenisca)

Los materiales identificados como suelos residuales corresponden al suelo de cimentación de la pila de lixiviación, los cuales se caracterizan por presentar una compactación que varía de firme a rígida y una granulometría heterogénea con un contenido de gravas, arenas y finos que varían de 5 a 70%, de 10 a 60% y de 10 a 85% respectivamente, clasificando el material según SUCS como CL, CL-ML, SC, SC-SM y GP-GM y GM. Estos materiales provienen de la meteorización y degradación química de las rocas (intrusivo, arenisca y lutita).

En muestras de suelo residual se realizó un ensayo triaxial del tipo consolidado no drenado (CU) con medición de presión de poros, remoldeado al 80% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor estándar, el cual puede representar las condiciones de compactación del suelo residual. Los resultados indican que los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos presentan una cohesión de 14 kPa y 26,5° de ángulo de fricción interna, y en términos de esfuerzos totales presenta una cohesión de 16 kPa y 13° de ángulo de fricción interna. En la Figura 3.3 se presenta los resultados del ensayo triaxial tipo CU.

Para el análisis geotécnico se consideró para el suelo residual de arenisca: 20 kPa de cohesión, 28° de ángulo de fricción interna y 20 kN/m³ de peso específico y para el suelo residual intrusivo se consideró, 15 kPa de cohesión, 28° de ángulo de fricción interna y 26 kN/m³ de peso específico.

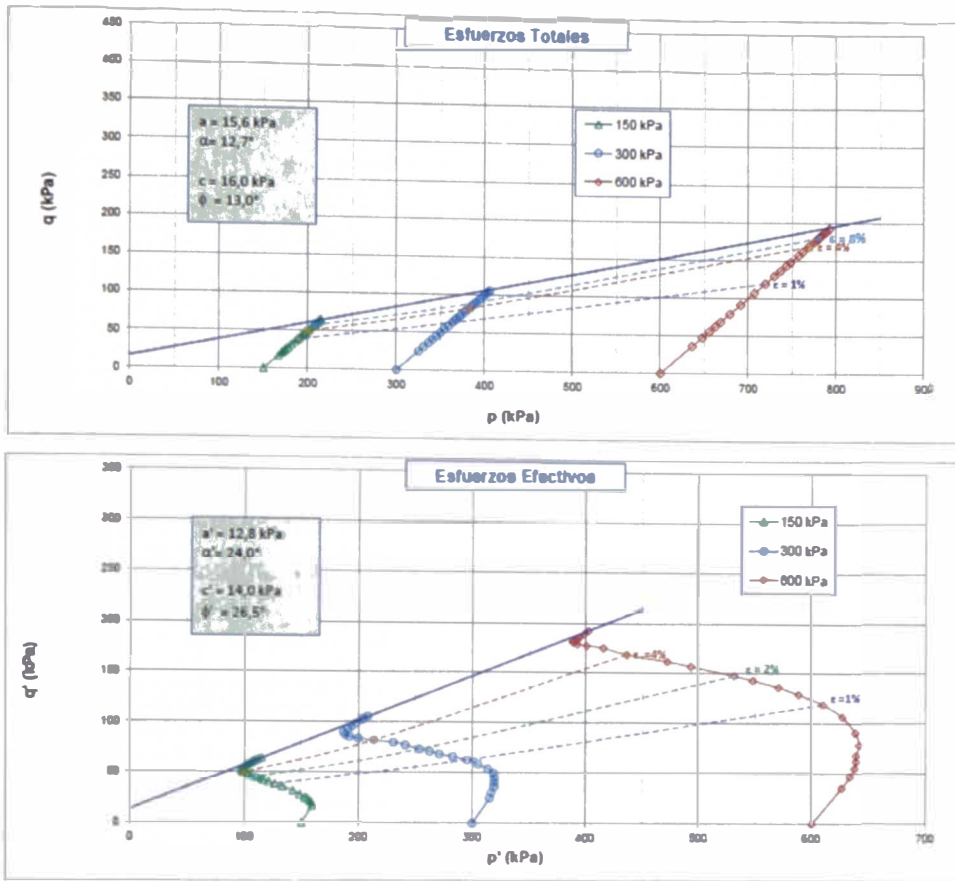


Figura 3.3: Resultado del ensayo triaxial consolidado no drenado para el suelo residual

3.3.3 Interfase suelo de baja permeabilidad - geomembrana

Las propiedades de resistencia al corte de la interfase entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad fueron evaluadas a través de dos ensayos de corte directo a gran escala. Los ensayos fueron realizados para modelar el contacto entre el lado rugoso de la geomembrana de LLDPE de 2mm de espesor texturada por un solo lado y el suelo de baja permeabilidad (interfase más débil). Los resultados muestran que los parámetros de resistencia al corte en la interfase, considerando un comportamiento lineal de la envolvente, presentan una adhesión que varía de 30,7 a 45,4 kPa y un ángulo de fricción interna de 10,8 a 19,7°.

Los resultados de los ensayos muestran una clara tendencia no lineal de la envolvente de falla (ver Figura 3.4), debido a lo cual para el análisis de estabilidad de la pila se consideró utilizar la envolvente no lineal y de esta manera modelar las variaciones que experimenta la resistencia al corte ante las diferentes solicitaciones de carga (Parra et al 2012; Ayala y Huallanca 2014).

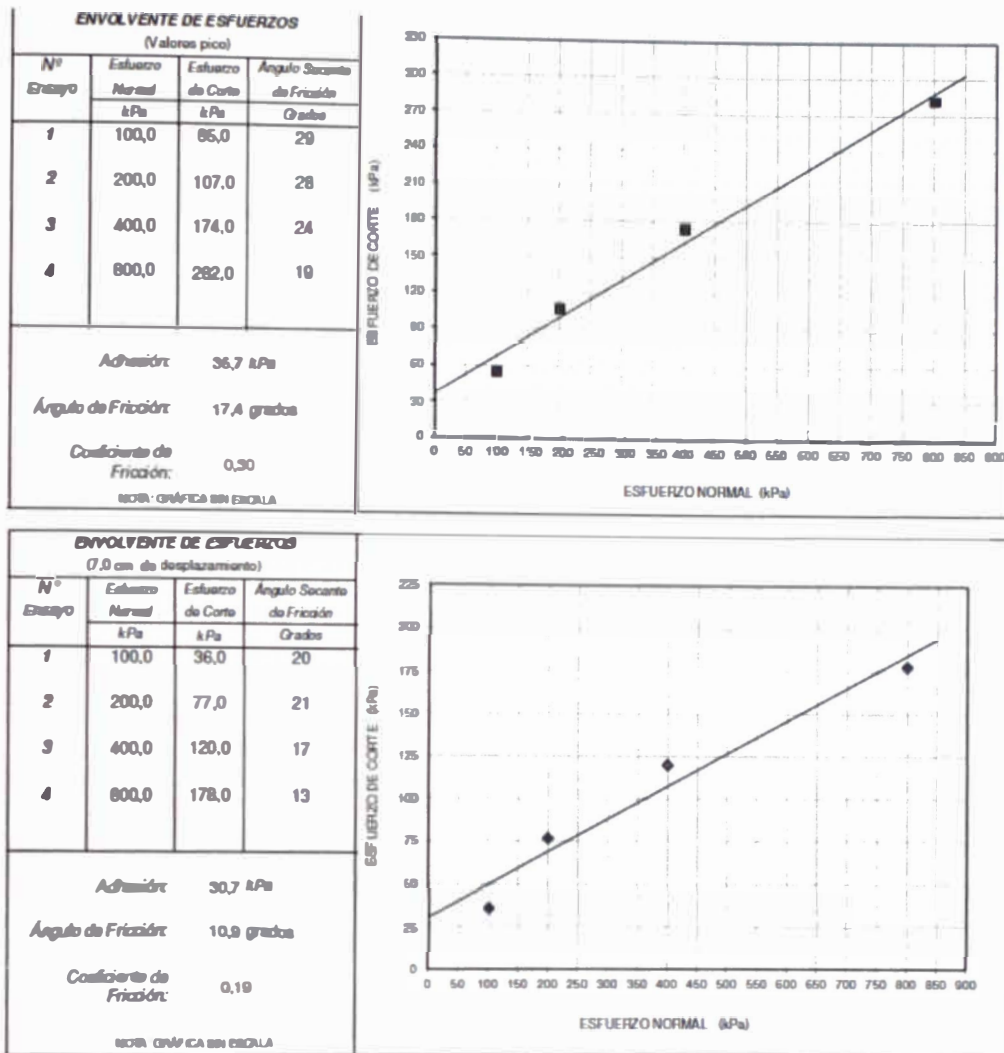


Figura 3.4: Resultado del ensayo de corte directo a gran escala en la zona de interfase de la pila de lixiviación

En la Figura 3.5 se presenta la curva de esfuerzo deformación de la interfase, en la cual se observa que existe un valor pico de resistencia aproximadamente a 2.5 cm y un valor de resistencia residual a partir de 7.0 cm de desplazamiento. El valor de resistencia residual es generalmente utilizado en el análisis de estabilidad de taludes.

Los parámetros de resistencia de las fases 1, 2 fueron determinados también mediante ensayos de corte directo a gran escala, obteniendo para una tendencia lineal 20,7 kPa de cohesión y 20,4° de ángulo de fricción para esfuerzos pico; y una cohesión nula y 20,6° de ángulo de fricción para esfuerzos residuales. Para los análisis de estabilidad, los parámetros de resistencia de las interfases de las fases 1 y 2 también fueron modelados con la curva de resistencia no lineal. En la Tabla 3.5 se presenta las propiedades de resistencia de las interfases entre geomembrana y suelo de baja permeabilidad.

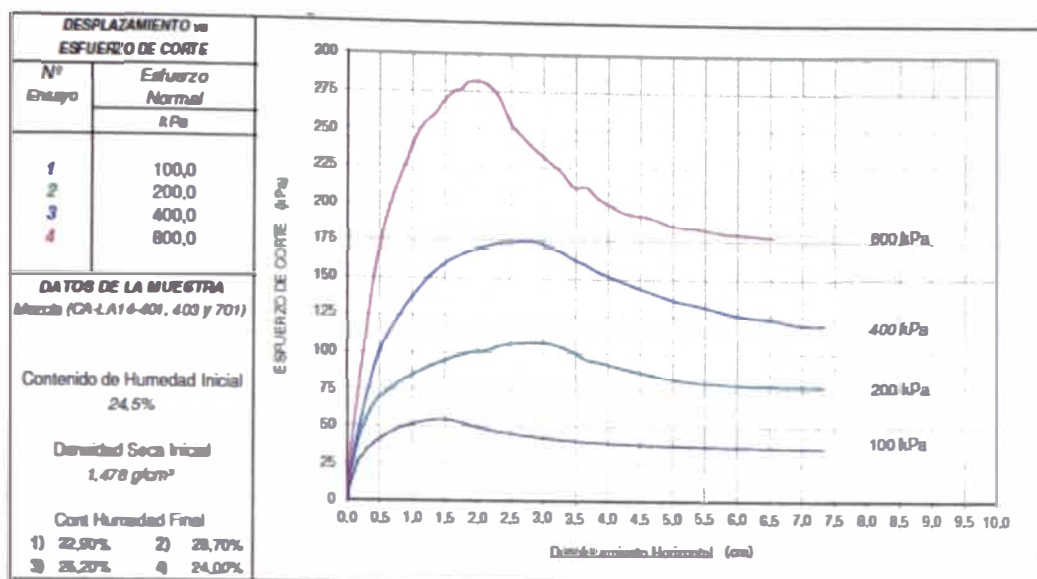


Figura 3.5: Curva esfuerzo deformación determinado para la zona de interfase de la pila de lixiviación

Tabla 3.5: Envolvente de resistencia no lineal de las interfases geomembrana - suelo de baja permeabilidad

Esfuerzo normal (kPa)	Esfuerzo de corte (kPa)		
	Envolvente de falla no lineal Fase 1 y 2	Envolvente de falla no lineal Fase 3	Envolvente de falla no lineal Fase 4
0	0	0	0
100	41	40	45
200	79	79	85
400	150	151	140
800	276	274	222

3.3.4 Resumen de parámetros

En la Tabla 3.6 se presenta el resumen de las propiedades de resistencia de los materiales que conforman el modelo geotécnico de la pila de lixiviación.

Tabla 3.6: Resumen de parámetros estáticos de los materiales

Materiales	γ_{total} (kN/m³)	$\gamma_{saturado}$ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Mineral lixiviado	19,0	20,0	36	5
Suelo residual arenisca	20,0	21,0	28	20
Suelo residual intrusivo	16,0	17,0	28	15
Basamento rocoso (dacita competente)	25,0	25,5	25	120
Basamento rocoso (dacita no competente)	23,0	23,5	20	75
Interfase de la Fase 1 y 2	16,0	16,5	*	*

Materiales	γ_{total} (kN/m ³)	$\gamma_{saturado}$ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Interfase de la Fase 3	16,0	16,5	*	*
Interfase de la Fase 4	19,0	19,5	*	*

Nota:

(*) resistencia no lineal (ver Tabla 3.5)

$\gamma_{saturado}$: peso específico saturado

c' : cohesión

γ_{total} : peso específico total

ϕ' : ángulo de fricción interna del material

3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN

Para el análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite se empleó el programa Slide 6.0 (Rocscience 2010), usando la metodología de Spencer. Este programa permite modelar configuraciones complejas, definir superficies de falla de forma circular, no circular (tipo bloque) o compuesta. Asimismo, el programa permite definir diferentes modelos para los suelos.

El cálculo del factor de seguridad en la pila de lixiviación analizada, se realizó para cinco secciones, las cuales se presentan en la Figura 3.6. Se analizaron fallas del tipo circular y bloque, este último característico en pilas de lixiviación debido a la presencia de una zona de menor resistencia al corte, comparada como la resistencia de los otros materiales, denominado zona de interfase. El análisis fue realizado para las condiciones estáticas y pseudoestáticas y se tomaron como patrón de comparación los mínimos FS de la Tabla 3.4.

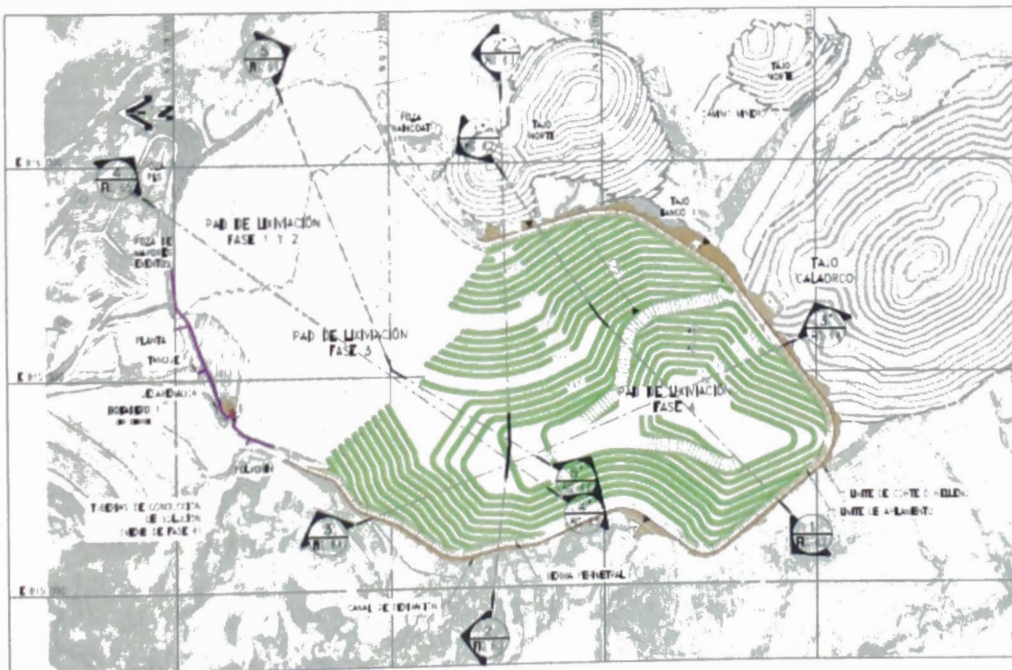


Figura 3.6: Esquema general de la pila de lixiviación analizada

3.4.1 Análisis estático

Para el análisis estático se definieron los límites por donde pasan las superficies de falla y se analizaron superficies de deslizamiento tipo bloque y circular. Se consideraron los siguientes criterios de análisis.

- La interfase entre el suelo de baja permeabilidad y la geomembrana fue modelada con la curva no lineal de resistencia, mientras que las otros materiales fueron modelados con el modelo clásico de Mohr Coulomb.
- Se consideró que el nivel de la solución estará como máximo a 2 m por encima del fondo del revestimiento en zonas planas y 1,5 m en zona de taludes.
- Se consideró que el nivel de agua del subsuelo está representado por un nivel piezométrico que se encuentra entre 15 y 75 m de profundidad, debajo de la superficie de nivelación y que afectará principalmente a los esfuerzos efectivos en el suelo residual y basamento rocoso.

En la Tabla 3.7 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes en condición estática.

Tabla 3.7: Resumen de los FS de la pila de lixiviación obtenidos por el método de equilibrio límite

Área	Sección	Tipo de Falla	Factor de Seguridad Estático
Pila de lixiviación (Fase 4)	1-1	Bloque	1,51
		Circular	1,95
Pila de lixiviación (Fase 3 y 4)	2-2	Bloque	1,40
		Circular	2,03
Pila de lixiviación (Fase 4)	3-3	Bloque	1,74
		Circular	1,93
Pila de lixiviación (Fase 2, 3 y 4)	4-4	Bloque	1,28
		Circular	1,68
	5-5	Bloque	2,26
		Circular	2,72

3.4.2 Análisis pseudoestático

Para el análisis pseudoestático se tomaron las mismas consideraciones del análisis estático; asimismo se calculó la aceleración de fluencia correspondiente a la aceleración para la cual se obtiene un factor de seguridad igual a la unidad, el cual representa el movimiento inminente de la masa deslizante.

El análisis pseudoestático fue realizado considerando dos coeficientes sísmicos de 0.05 y 0.14, los cuales fueron determinados para la condición de operación y cierre de la pila de lixiviación, considerando un periodo de retomo del terremoto de diseño de 100 y 475 años respectivamente (tiempo de exposición de la pila de 10 y 50 años). En la Tabla 3.8 se presenta los FS para la condición pseudoestática.

Tabla 3.8: Resumen de los FS de la pila de lixiviación obtenidos por el método de equilibrio límite

Área	Sección	Tipo de Falla	Factor de Seguridad Pseudoestático		Aceleración de fluencia (g)
			(0,05)*	(0,14)*	
Pila de lixiviación (Fase 4)	1-1	Bloque	1,30	1,03	-
		Circular	1,41	1,14	-
Pila de lixiviación (Fase 3 y 4)	2-2	Bloque	1,22	1,01	-
		Circular	1,76	1,42	-
Pila de lixiviación (Fase 4)	3-3	Bloque	1,44	1,08	-
		Circular	1,69	1,33	-
Pila de lixiviación (Fase 2, 3 y 4)	4-4	Bloque	0,96	0,72	0,07
		Circular	1,45	1,14	-
	5-5	Bloque	1,79	1,29	-
		Circular	2,11	1,49	-

Nota:

(*) Coeficiente sísmico

Como se puede observar en las Tabla 3.7 hay dos secciones que presentan un FS por debajo del valor recomendado en los criterios de análisis para la condición a largo plazo (FS estático=1.5), los cuales pueden ser estabilizados posteriormente en la etapa de cierre diseñando un sistema de contrafuerte en el pie de la pila. Sin embargo la sección 4-4' presenta FS por debajo de los recomendados para la condición estática a corto plazo (operación de la pila) y pseudoestática, por lo tanto es necesario evaluar la estabilidad de la pila mediante un método más riguroso que cuantifique la magnitud de los desplazamientos en el revestimiento de la pila. Cabe mencionar que estos FS están relacionados directamente a la resistencia de la interfase entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad.

Para evaluar la estabilidad de la pila en la condición pseudoestática se calculó los desplazamientos permanentes inducidos por sismo (presentado en el capítulo V) para determinar si estos desplazamientos son admisibles.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

En este capítulo se realiza una descripción de los métodos existentes para el análisis de respuesta sísmica unidimensional (1D) y se presenta un resumen de las curvas dinámicas (módulo de corte y amortiguamiento) de los suelos y de la interfase (geomembrana-suelo de baja permeabilidad), utilizadas como parte del estado de la práctica para el análisis de respuesta sísmica de una estructura. Asimismo, se presenta los perfiles sísmicos, las propiedades dinámicas y el cálculo de respuesta sísmica de la pila de lixiviación en estudio, mediante el modelo lineal equivalente implementado en el programa DEEPSOIL V5.1.

Existe muy poca información sobre el análisis de respuesta sísmica de una pila de lixiviación, Kavazanjian et al (2011) fueron los pioneros en realizar este tipo de análisis. Sin embargo, es común el análisis de respuesta sísmica en depósitos de desechos sanitarios (*landfills*) que son estructuras similares a una pila de lixiviación por la presencia de una zona de resistencia débil denominada interfase. Los principales trabajos de respuesta sísmica en *landfills* fueron realizados por Kavazanjian y Matasovic (1995), Yegian y Kadakal (1998), Yegian y Arab (1996) y Yegian et al (1998).

El análisis de respuesta puede ser realizado en perfiles unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D) dependiendo del grado de precisión que se quiera alcanzar. Por lo general en la práctica, el análisis se realiza en perfiles 1D utilizando el método lineal equivalente, el cual proporciona valores aceptables y coherentes. Park y Hashash (2008) desarrollaron una serie de modificaciones al método lineal equivalente para caracterizar el comportamiento del suelo en la respuesta. Todas estas recomendaciones fueron implementadas en el programa DEEPSOIL V5.1.

4.1 PROPAGACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ONDAS

Una aproximación adecuada para el análisis de respuesta sísmica se logra modelando el comportamiento no lineal del suelo y la propagación tridimensional de la onda sísmica. El análisis 1D está basado en la suposición de que todos los estratos son horizontales y que la respuesta del depósito de suelo es por lo general causada por ondas SH (ondas de corte en la dirección vertical) propagándose verticalmente desde la roca base (Kramer, 1996).

La velocidad de propagación de las ondas en los materiales superficiales son generalmente menores que en los materiales más profundos, por lo tanto las ondas son reflejadas casi de forma vertical (ver Figura 4.1). El nivel de deformación será inducido por un acelerograma de un evento sísmico ingresado en la base del modelo y se buscará la respuesta en superficie.

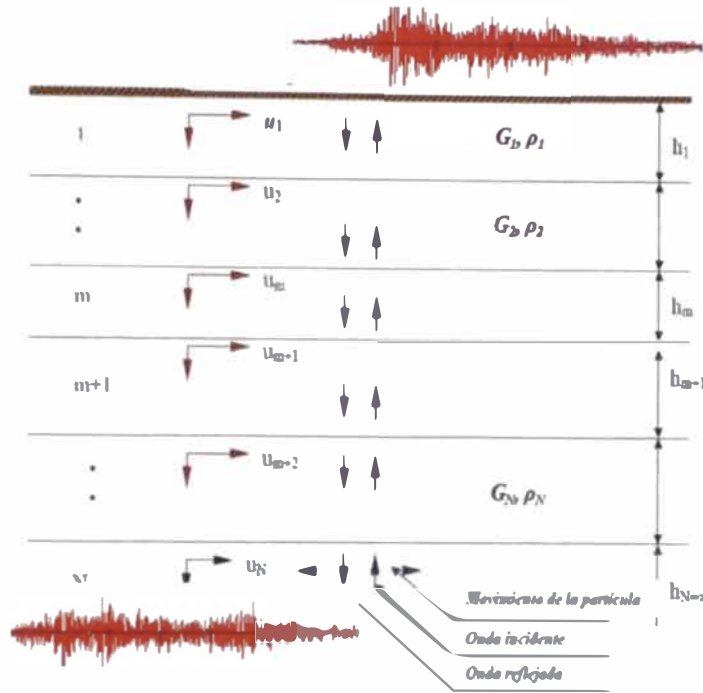


Figura 4.1: Esquema general de propagación de ondas unidimensionales

El método basado en la solución continua de la ecuación de la onda se denomina "Método Lineal Equivalente", el cual se basa en simular el comportamiento no lineal del suelo con un modelo lineal ante las deformaciones cortantes que sufre un depósito de suelo durante un sismo. Este método propone que una solución no lineal aproximada puede ser calculada mediante un análisis lineal iterativo.

4.1.1 Modelo lineal equivalente

Seed y Idriss (1969) propusieron un esquema lineal equivalente para el análisis de respuesta sísmica, en el cual el módulo de corte y el amortiguamiento fueron modelados usando un resorte lineal y un amortiguador. Los parámetros del resorte y del amortiguador fueron calculados a partir de un módulo de corte secante (G) y una relación de amortiguamiento (ξ) para un nivel de deformación cortante dada. Los autores sugirieron que las propiedades dinámicas deberían ser calculadas para una deformación cortante efectiva igual a $2/3$ del máximo nivel de deformación.

El método lineal equivalente se basa en un comportamiento de suelo representado por esfuerzos totales. Las únicas propiedades necesarias para el análisis de respuesta son los valores de G y ξ , sin embargo G es evaluado como el producto del módulo de corte para pequeñas deformaciones G_0 y la relación G/G_0 , donde $G_0 = \rho V_s^2$ (siendo ρ la densidad del material y V_s la velocidad de ondas de corte) y G/G_0 es la reducción del módulo.

El método lineal equivalente fue implementado como un procedimiento iterativo, dado que no es posible determinar el máximo nivel de deformación en cada capa de suelo antes que se complete el análisis. El primer paso consiste en configurar las propiedades de rigidez y amortiguamiento para cada capa de suelo y luego se procede con el análisis de propagación de ondas. Después del análisis, las propiedades de rigidez y amortiguamiento son actualizadas en función a la deformación relativa. Los análisis posteriores se llevan a cabo hasta que la deformación máxima para todas las capas converja para dos cálculos consecutivos (ver Figura 4.2).

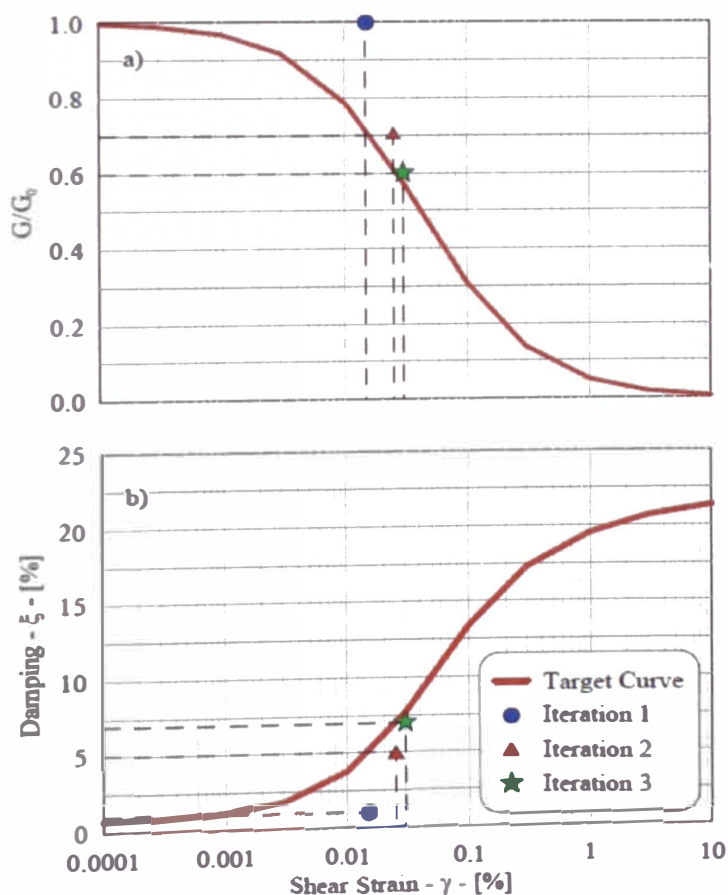


Figura 4.2: Método lineal equivalente (a) curva de reducción de módulo de corte (b) curva de amortiguamiento (Hashash et al 2010)

El modelo lineal equivalente fue implementado en SHAKE2000 (Ordoñez, 2000) y DEEPSOIL V5.1 (Hashash, 2014), este último considerado para el análisis de respuesta sísmica de la pila de lixiviación en estudio.

Sugito et al (1994) y Assimaki et al (2000) ampliaron el enfoque lineal equivalente con la finalidad de incluir la frecuencia y la presión de confinamiento como variables dependientes de las propiedades dinámicas de los suelos. Los investigadores sugirieron que el amortiguamiento del suelo sea dependiente de la frecuencia para representar mejor la respuesta no lineal del suelo. Asimismo, Park y Hashash (2008) desarrollaron modificaciones al método lineal equivalente para caracterizar el comportamiento del suelo en la respuesta sísmica. Todas estas recomendaciones fueron implementadas en el programa DEEPSOIL V.5.1.

El método lineal equivalente es utilizado para el análisis de respuesta, debido a su sencillez, su flexibilidad y por su bajo esfuerzo de cómputo, sin embargo tienen algunas limitaciones; es decir en las zonas donde se presentan altos niveles de deformación o en zonas de altas intensidades sísmicas, la rigidez y el amortiguamiento de un suelo equivalente para cada capa no pueden representar con precisión el comportamiento de una columna de suelo durante toda la duración del movimiento sísmico. En estos casos una solución no lineal se utiliza para representar la variación del módulo de corte y el amortiguamiento.

4.2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

Las propiedades dinámicas de los materiales por lo general modifican la respuesta sísmica de un depósito de suelo con respecto a un registro en roca, ya sea en el contenido de frecuencias de la señal sísmica o en sus amplitudes máximas (aceleración, velocidad, desplazamiento). Las propiedades dinámicas típicas que gobiernan la respuesta sísmica de un depósito de suelo son el módulo de corte (G) y la relación de amortiguamiento (D) del material.

El módulo de corte representa la rigidez al corte de un material y es equivalente a la relación entre el esfuerzo de corte y la deformación cortante. La relación de amortiguamiento es una relación entre la energía de deformación disipada y la máxima energía de deformación generada durante cada ciclo de carga. La relación de amortiguamiento del material es un resultado de la fricción entre las partículas del suelo, los efectos de la relación de deformación y la linealidad de la curva esfuerzo deformación (Darendeli, 2001).

Muchos estudios fueron realizados para determinar las curvas de reducción del módulo de corte (G/G_{max}) y amortiguamiento (D) y definir los factores que afectan a dichas curvas. Seed y Idriss (1970) y Seed et al (1986) fueron los primeros en determinar las curvas, posteriormente Vucetic y Dobry (1991), Ishibashi y Zhang (1993), Rollins et al (1998), Vucetic et al (1998), Darendeli (2001), Menq (2003) y Stokoe et al (2004) actualizaron las curvas considerando nuevos factores de dependencia. Los factores más importantes que afectan a las curvas son la densidad, el esfuerzo de confinamiento promedio (σ'_v), el tipo de suelo y el índice de plasticidad (IP). Otros factores que afectan a las curvas pero menos importantes incluidos por Darendeli (2001) son: la frecuencia de la carga, el número de ciclos de la carga, la relación de sobreconsolidación, la relación de vacíos, el grado de saturación y las características de los granos.

En general las curvas G/G_{max} se degrada más lentamente con la densidad que con el esfuerzo de confinamiento y el IP. Los factores más importantes que afectan D son: la densidad, el esfuerzo de confinamiento, el tipo de suelo y el IP, frecuentemente la carga sísmica y el número de ciclos de carga. Con el incremento del esfuerzo de confinamiento D tiende a decrecer para todas las deformaciones, mientras y el efecto del IP es complicado, sin embargo Vucetic et al (1998) demostraron que con el incremento del IP, los valores de D para deformaciones pequeñas aumentan y para grandes deformaciones decrecen. Los estudios de Seed et al (1986) y Vucetic y Dobry (1991) no mostraron el efecto complejo del IP en la determinación de D.

4.2.1 Propiedades dinámicas de gravas y arenas

Las propiedades dinámicas de los materiales granulares (arenas y gravas) por primera vez fueron determinadas por Seed y Idriss (1970) y Seed et al (1986), quienes clasificaron las curvas en base al coeficiente de uniformidad y la densidad de los materiales. Seed et al (1986) definió una curva promedio y los valores extremos, tal como se presenta en la Figura 4.3, en la cual se puede observar que la curva promedio de reducción del módulo de corte para suelos gravosos es mucho menor que para suelos arenosos, con una deformación de corte de 0.012% y 0.036% respectivamente. Esto significa que los suelos gravosos son más lineales que los suelos arenosos cuando se deforma al mismo nivel de deformación. En la Figura 4.4 se presenta las curvas de amortiguamiento, en el cual se observa que el amortiguamiento obtenido por

Seed et al (1986) se ubica dentro de los límites recomendados por Seed y Idriss (1970). Los trabajos de Seed et al (1986), fueron desarrollados con una serie de ensayos triaxiales cíclicos en suelos gravoso de 305 mm de diámetro.

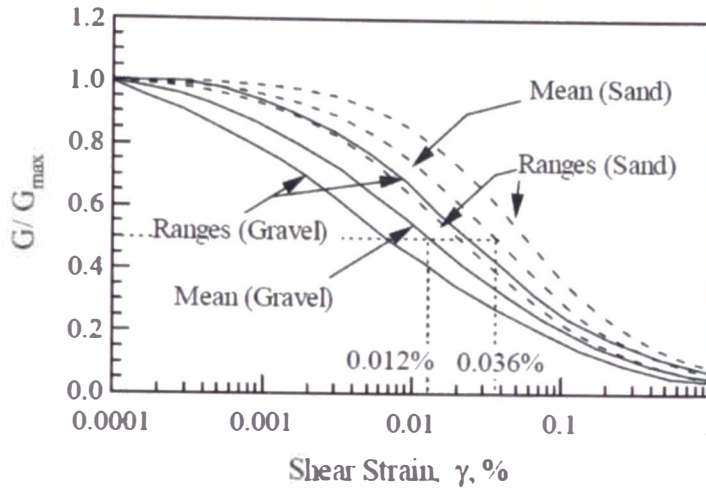


Figura 4.3: Reducción del módulo de corte, arenas y gravas Seed et al (1986)

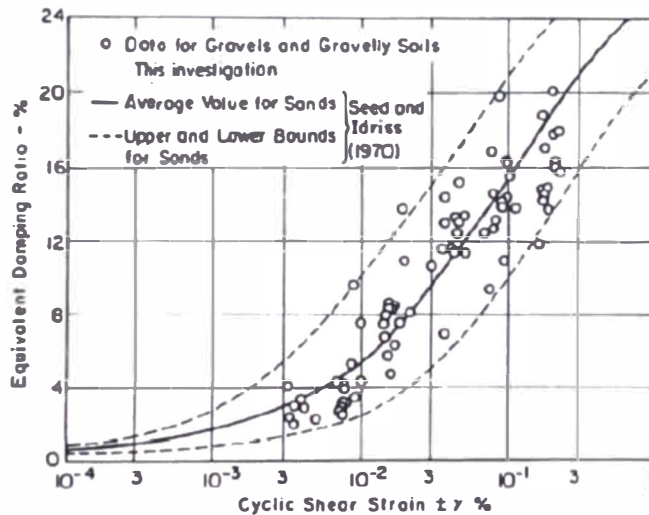


Figura 4.4: Amortiguamiento, arenas y gravas Seed et al (1986)

Rollins et al (1998) determinó nuevas curvas de G/G_{max} y D para gravas y fueron realizados en base a ensayos triaxiales cíclicos realizados en especímenes de 300 y 600 mm de altura y algunos ensayos de corte simple y torsional cíclico realizados en especímenes de grandes diámetros. La investigación concluyó que la curva media G/G_{max} para gravas se aproxima más a la curva para arenas determinada por Seed y Idriss (1970) que a la curva para gravas reportada por Seed et al (1986) y es dependiente de la presión de confinamiento y por lo general independiente de la perturbación de la muestra, del contenido de finos (rango 0% a 9%) y de la densidad relativa del material; y a medida que la presión de confinamiento aumenta, la curva G/G_{max} se aproxima al límite superior de las curvas. Asimismo, los autores concluyeron que la curva D se encuentra por

debajo de la curva reportada por Seed et al (1986) para arenas y gravas y que dichas curvas son dependientes de la presión de confinamiento y a medida que este valor aumenta la curva D se aproxima al límite inferior de las curvas.

La investigación más reciente y más completa fue realizado por Menq (2003), quien determinó nuevas curvas dinámicas para suelos granulares y evaluó los efectos de la presión de confinamiento, la relación de vacíos, la frecuencia del movimiento y el coeficiente de uniformidad en el comportamiento de las curvas. Para su investigación utilizó ensayos de columna resonante (RC), corte torsional (TS) y resonancia multimodal (MMD), los especímenes para los ensayos presentaron diámetros de 36 a 152 mm y alturas de 72 a 600 mm.

Menq (2003) en su investigación determinó las curvas de reducción del módulo de corte y del amortiguamiento para pequeñas y grandes deformaciones. Para pequeñas deformaciones definió la siguiente expresión:

$$G_{max} = C_{G3} \cdot C_u^{b1} \cdot e^x \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{nG} ; S_{G_{max}/e \cdot C_u D_{50} \sigma_0} = 8.8 \text{ MPa}$$

$$x = -1 - \left(\frac{D_{50}}{20}\right)^{0.75} ; nG = 0.48 C_u^{0.09} ; C_{G3} = 67.3 \text{ MPa} \text{ y } b1 = -0.20$$

Dónde; C_u es el coeficiente de uniformidad, P_a es la presión atmosférica, e es la relación de vacíos, σ_0 es la presión de confinamiento, D_{50} tamaño medio de los granos y x , n_G , C_{G3} y b_1 son constantes.

Para modelar la relación entre el módulo de corte normalizado y la deformación cortante a grandes deformaciones, Menq (2003) utilizó el modelo hiperbólico modificado, propuesto por Darendeli (2001).

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}$$

Dónde, γ_r es la deformación de referencia y a es el coeficiente de curvatura. La deformación de referencia fue definida como una función del C_u y σ_0 y fue determinado mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_r = 0.12 C_u^{-0.6} \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0.5 C_u^{-0.15}} ; S_{\gamma_r/C_u, \sigma_0} = 0.014\%$$

Dónde, $S_{\gamma_r/C_u, \sigma_0}$ es la condición de desviación estándar. Por otra parte el

coeficiente de curvatura "a" es una función de la σ_0 y puede ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$a = 0.86 + 0.1 \log \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right); S_{a/\sigma_0} = 0.09$$

El amortiguamiento para pequeñas deformaciones fue definido como:

$$D_{s,min} = 0.55 C_u^{0.1} D_{50}^{-0.3} \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{-0.08}$$

La relación no lineal de amortiguamiento para grandes deformaciones, fue modelada con el criterio de *Masing*, el cual considera que la curva esta curva puede ser fácilmente determinada a partir de la curva de reducción del módulo de corte. El amortiguamiento puede ser expresado como:

$$D_s - D_{s,min} = b \cdot \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} \cdot D_{Masing}; b = 0.06329 - 0.057 \ln(N)$$

Dónde: D_s es la relación de amortiguamiento total, $D_{s,min}$ es el amortiguamiento para pequeñas deformaciones, b es coeficiente de escala, N es el número de ciclos, G/G_{max} es el módulo de corte normalizado y D_{Masing} es la relación de amortiguamiento determinado por el criterio de *Masing*. El amortiguamiento de *Masing* puede ser determinado mediante la siguiente expresión:

$$D_{Masing,a=1.0}(\%) = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln \left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right]$$

Para valores de D_{Masing} con valores de a diferente de 1, Menq (2003) consideró.

$$D_{Masing} = C_1 D_{Masing,a=1.0} + C_2 D_{Masing,a=1.0}^2 + C_3 D_{Masing,a=1.0}^3$$

$$C_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523$$

$$C_2 = 0.0805a^2 - 0.071a - 0.0095$$

$$C_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003$$

La investigación de Menq (2003) concluyó que para suelos granulares, la curva de reducción del módulo de corte (G/G_{max}) es principalmente una función de la presión de confinamiento efectivo (σ_0), la relación de vacíos (e), el tamaño medio

de sus granos (D_{50}) y el coeficiente de uniformidad (C_u). La curva G/G_{max} disminuye con el aumento de D_{50} , C_u y σ_o y con la disminución de e , a medida que se incrementa la deformación cortante el módulo de corte se vuelve más dependiente de estos parámetros (ver Figura 4.5). La curva de amortiguamiento (D_s) disminuye con el incremento de D_{50} y σ_o pero aumenta con el incremento del C_u y a medida que se incrementa la deformación cortante la curva de amortiguamiento se vuelve más dependiente (ver Figura 4.6).

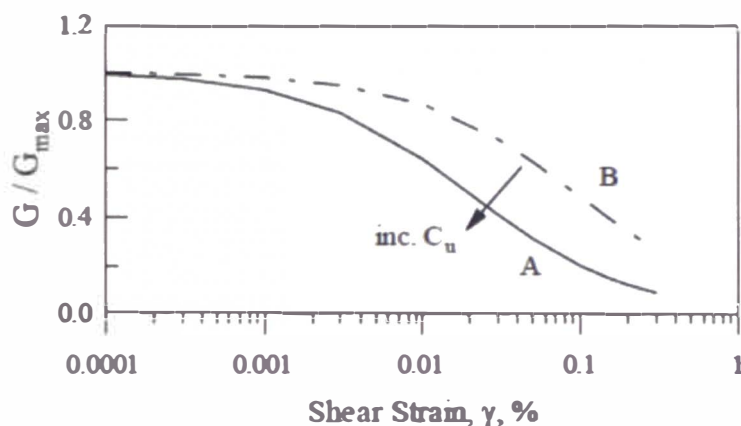


Figura 4.5: Comparación de las curvas de reducción del módulo de corte para arena pobremente gradada (SP) y grava bien gradada (GW) (Menq, 2003)

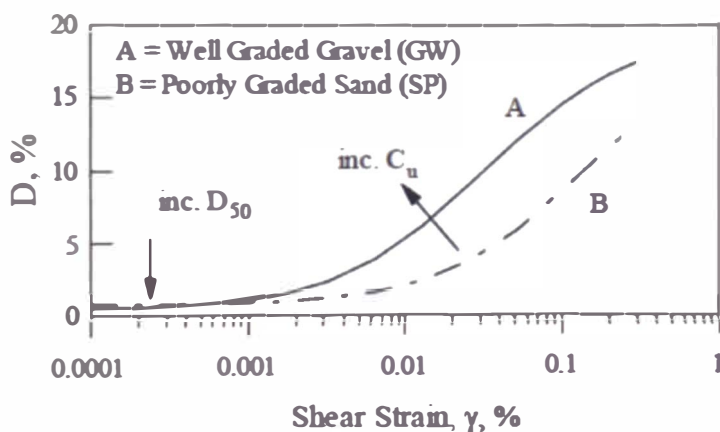


Figura 4.6: Comparación de las curvas de amortiguamiento para arena pobremente gradada (SP) y grava bien gradada (GW) (Menq, 2003)

4.2.2 Propiedades dinámicas de suelos arcillosos

La primera investigación para elaborar las curvas dinámicas de materiales arcillosos fue realizada por Vucetic y Dobry (1991), quienes clasificaron las curvas según su índice de plasticidad (IP). De las investigaciones más recientes se destaca el trabajo de Darendeli (2001) quien determinó nuevas curvas de reducción para materiales arcillosos, incorporando entre otros parámetros, diferentes presiones de confinamiento. En la Figura 4.7 se presenta las curvas

dinámicas desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991) y en las figuras 4.8 y 4.9 se presentan la variación de las curvas dinámicas con el incremento del IP y la presión de confinamiento respectivamente determinados por Darendeli (2001).

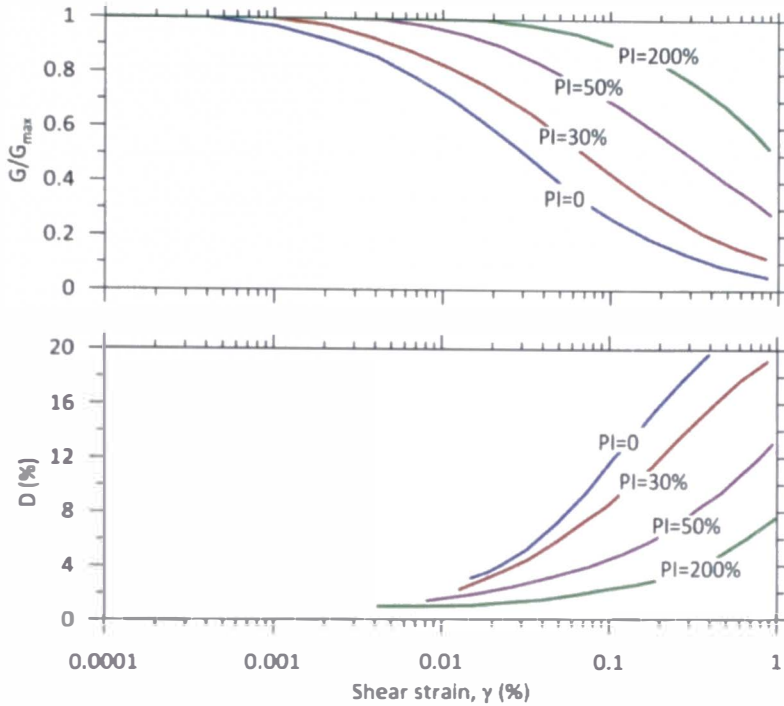


Figura 4.7: Curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) para suelos con diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991)

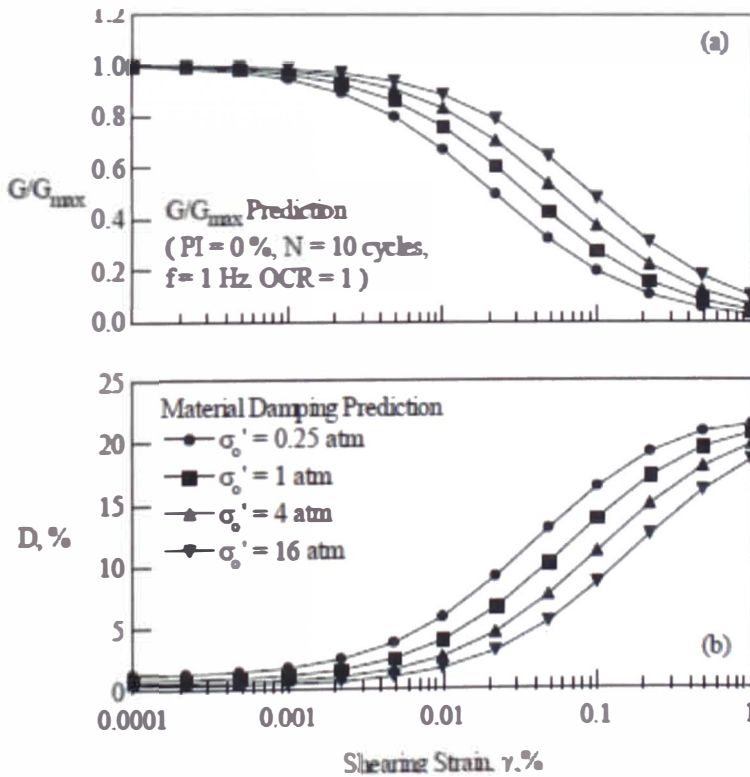


Figura 4.8: Efectos de la presión de confinamiento en las curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) (Darendeli, 2001)

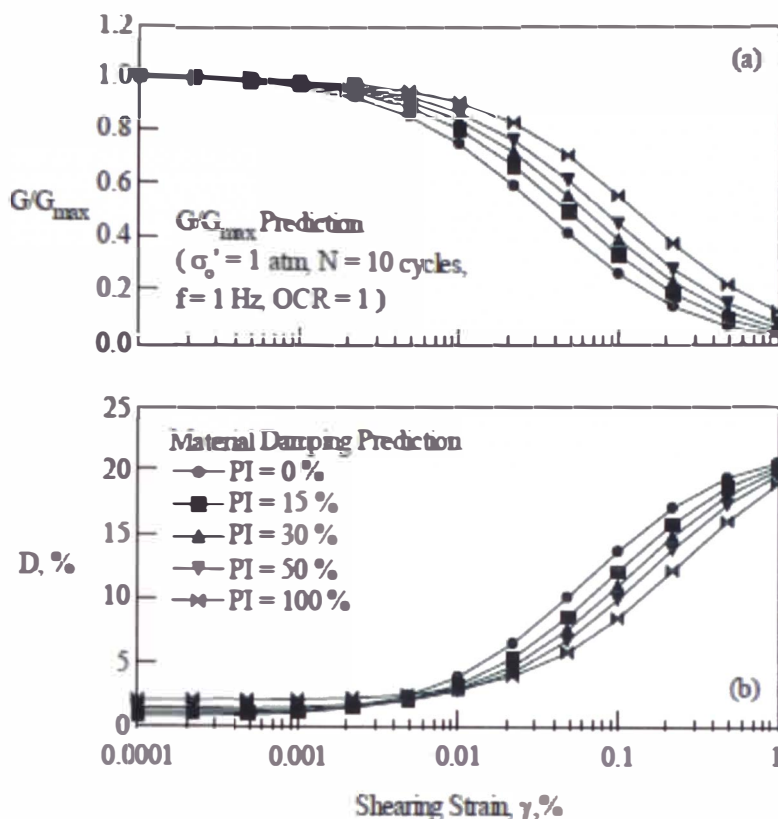


Figura 4.9: Efectos de la plasticidad del suelo en las curvas de reducción del módulo de corte (a) y amortiguamiento (b) (Darendeli, 2001)

4.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA INTERFASE

Yegian et al (1998) determinó las propiedades dinámicas del sistema de revestimiento con geosintético mediante ensayos de mesa vibradora. El procedimiento analítico se resume en la Figura 4.10, donde se observa (a) la configuración de la mesa vibradora con un bloque rígido sobre un geosintético, (b) el sistema equivalente de un grado de libertad (rigidez y amortiguador) y (c) la capa de suelo equivalente.

Las curvas histeréticas fuerza-desplazamiento fueron utilizadas para obtener los parámetros del sistema equivalente, el cual fue establecido como una función del deslizamiento para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la interfase. Estos parámetros equivalentes fueron utilizados para caracterizar una capa de suelo equivalente con características de respuesta similar a la interfase con geosintético. La validación de la capa de suelo equivalente y sus parámetros fueron confirmados mediante la comparación de la respuesta sísmica de un bloque rígido sobre la interfase y ensayo de forma experimental con su respuesta analítica calculada con el programa SHAKE utilizando la capa de suelo equivalente.

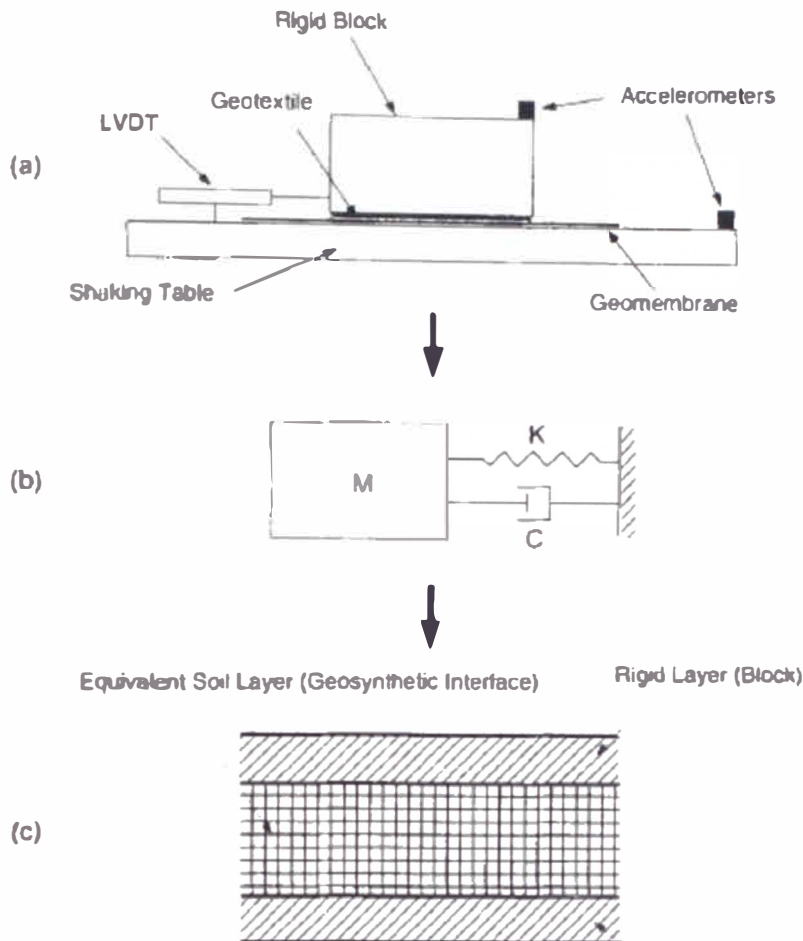


Figura 4.10: Representación de interfase con geosintético y capa de suelo equivalente (a) mesa vibradora, (b) sistema equivalente de un grado de libertad y (c) capa de suelo equivalente (Yegian et al, 1998).

Yegian et al (1998) describió las formulaciones de las propiedades dinámicas de la capa de suelo equivalente para diferentes interfases con geosintéticos considerando 1.0 m de espesor y 0.16 kN/m³ de peso específico. El módulo de corte (G_e) de cada interfase analizada fue normalizado con el esfuerzo normal vertical (σ) considerando una deformación cortante equivalente (γ_e) de 0.5%, el cual se presenta en la Tabla 4.1. Asimismo, para cada interfase el módulo de corte equivalente (G_e) fue normalizado con respecto al módulo de corte máximo $G_e(\gamma_e = 0.5\%)$ y fue graficada como una función de la deformación cortante equivalente (γ_e), tal como se presenta en la Figura 4.11. En esta figura se observa claramente que el módulo de corte de la capa de suelo equivalente a la interfase depende del tipo de geosintético, sin embargo a medida que aumenta la deformación cortante el modulo equivalente disminuye de manera similar para cada tipo de geosintético.

Tabla 4.1: *Modulo de corte equivalente G_o ($\gamma_o = 0.5\%$)/ σ para cada interfase con geosintético (Yegian, 1998)*

Interface (1)	G_o ($\gamma_o = 0.5\%$)/ σ (2)
HDPE/clay (dry)	47
HDPE/clay (wet)	63
Textured HDPE/clay (dry)	58
HDPE/geogrid	43
HDPE/Gundseal	35
HDPE/geotextile	36
HDPE/Ottawa sand	52
PVC/Gundseal	58
PVC/geotextile	57

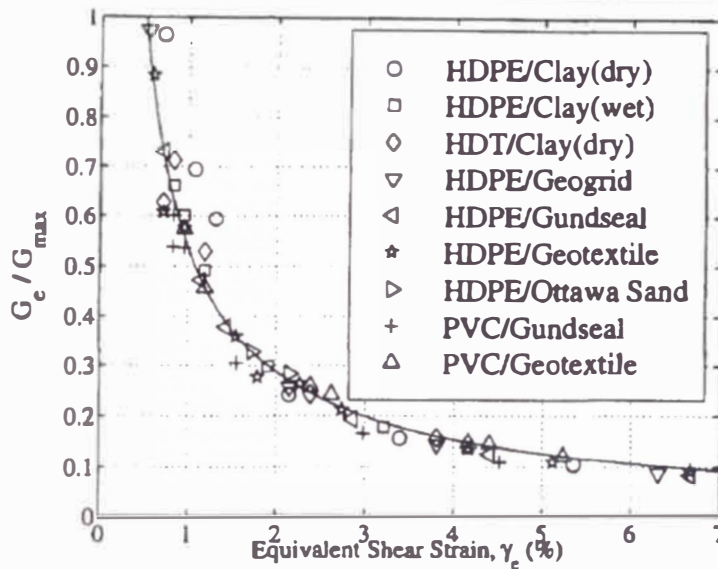


Figura 4.11: *Variación del módulo de corte normalizado y la deformación de corte para diferentes interfaces de geosintéticos (Yegian, 1998).*

Los cálculos de la razón de amortiguamiento experimentales mostraron que el nivel de deslizamiento y la frecuencia tienen poca influencia en los valores de amortiguamiento. Por lo tanto, basado en resultados experimentales, Yegian et al (1998) recomienda utilizar un valor de amortiguamiento promedio de 0.45 para todas las interfaces. Esta relación de amortiguamiento relativamente grande describe la gran disipación de energía debido a la fricción a lo largo de la interfase.

4.4 METODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA EN LA CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE LOS MATERIALES

Las características dinámicas de los materiales que conforman el modelo geotécnico de la pila de lixiviación en estudio fueron evaluados con los ensayos geofísicos tipo MASW (Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales) y MAM (Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales). Los ensayos

fueron realizados en el mineral apilado y lixiviado y en el suelo de cimentación de la pila. En la Figura 1.17 del capítulo I se presenta la ubicación de las exploraciones geofísicas realizadas.

4.4.1 El Método MASW

El ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Este método consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos predeterminados a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

La interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (velocidad de fase de ondas superficiales-frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales ya que su velocidad de fase se aproxima en un 90 a 95% del valor de V_s y luego mediante un cálculo inverso iterativo se obtiene el perfil V_s . Con los equipos y longitudes de arreglos utilizados la profundidad de exploración varía de 25 m a 30 m en promedio.

4.4.2 El Método MAM

El método MAM o Medición de Microtrepidaciones en Arreglos Multicanal es un método pasivo de exploración y está basado en el análisis de las vibraciones ambientales y no se requiere de una fuente externa de energía como en los ensayos MASW. Este método permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman, obteniéndose el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) para el punto central de dicha línea. La combinación de los métodos MASW y MAM, permiten obtener perfiles de velocidad de onda de corte hasta profundidades promedio de 100 m.

4.4.3 Descripción del equipo de medición

Para realizar los ensayos MASW y MAM se utilizó un equipo de prospección física ES3000, desarrollado por la empresa GEOMETRICS, el cual consta de los siguientes equipos:

- Sismógrafo GEODE de 24 canales de entrada con interface de alta velocidad para conectar a un controlador compatible de la computadora portátil.
- 48 geófonos o sensores uniaxiales: 24 con una sensibilidad de 4,5 Hz y 24 de 14,5 Hz, los cuales permiten registrar las vibraciones ambientales y el arribo de las ondas S generadas por la fuente de energía.
- Computadora portátil para el manejo de señales registradas.
- Cable donde se conectan los geófonos para transmitir las señales de las ondas sísmicas hacia el equipo de adquisición de datos.

4.4.4 Procedimiento de los ensayos

Los ensayos geofísicos fueron realizados en cinco pasos. En la Figura 4.12 se presenta un esquema general del ensayo MASW.

- Se definieron los ejes de los ensayos.
- Se instalaron los geófonos y los cables de conexión al equipo de adquisición de datos. El espaciamiento entre geófonos durante el ensayo fue definido considerando la profundidad de exploración requerida.
- Para el ensayo MASW la energía utilizada para generar las ondas fue producido por un martillo, mientras que para el ensayo MAM se consideró las ondas superficiales en un tiempo de 30 minutos.
- Las líneas MASW fueron realizadas en arreglos lineales de 53 y 100 m de longitud, con una separación de cables de 3 y 4 m respectivamente.
- Los registros de las ondas fueron obtenidas y procesadas en campo de forma preliminar para verificar la calidad de la información.



Figura 4.12: Esquema general de la ejecución de un ensayo MASW

4.4.5 Resultados de los ensayos

La interpretación de los ensayos geofísicos permitió definir las velocidades de corte y los espesores de los estratos. Los perfiles sísmicos MASW muestran en promedio información de los primeros 25 a 30m de suelo, mientras que con los ensayos MAM se alcanzó una profundidad de investigación de 60 a 100 m. Los perfiles sísmicos fueron definidos tomando en consideración las investigaciones geotécnicas directas (calicatas y perforaciones diamantinas) y los rasgos geológicos y unidades geológicas-geotécnicas identificadas.

En el Anexo I se presentan los perfiles 1D de los ensayos MASW y MAM donde se muestran: la curva de dispersión, el perfil sísmico 1D y la tabla de velocidades de corte. Para los ensayos MASW se presenta la velocidad de corte promedio para los primeros 30 m de investigación (V_{s30}), relacionándose esta velocidad al tipo de suelos según el IBC (2009). En las Tablas 4.2 y 4.3 se presentan los resúmenes de los ensayos MASW y MAM realizados en la pila de lixiviación.

Tabla 4.2: Resumen de los ensayos MASW

Ensayo MASW	Estrato Sísmico	Vs (m/s)	Prof. (m)	Descripción
MASW-101	1	180- 200	0 - 5	Suelo suelto
	2	320 - 520	5 - 15	Suelo denso
	3	600 - 880	15 - 30	Suelo muy denso
MASW-102	1	430 - 540	0 - 18	Suelo denso
	2	590 - 660	18 - 26	Suelo muy denso
	3	740 - 750	26 - 30	Roca fracturada
MASW-103	1	260 - 490	0 - 13	Suelo denso
	2	570 - 730	13 - 26	Suelo muy denso
	3	920 - 940	26 - 30	Roca fracturada
MASW-104	1	240 - 500	0 - 16	Suelo denso
	2	580 - 730	16 - 30	Suelo muy denso
MASW-105	1	150 - 290	0 - 11	Relleno controlado suelto
	2	300 - 800	11 - 30	Relleno controlado denso
MASW-106	1	130 - 270	0 - 16	Mineral lixiviado suelto
	2	300 - 305	16 - 30	Mineral lixiviado denso
MASW-201	1	159 - 190	0 - 1	Mineral lixiviado suelto
	2	190 - 417	1 - 9	Suelo residual rígido
	3	417 - 645	9 - 24	Suelo residual muy rígido
	4	645 - 680	24 - 30	Suelo duro o roca fracturada

Ensayo MASW	Estrato Sísmico	Vs (m/s)	Prof. (m)	Descripción
MASW-202	1	130 - 314	0 - 11	Mineral lixiviado suelto a medianamente denso
	2	314 - 400	11 - 27	Mineral lixiviado medianamente denso
	3	400 - 410	27 - 30	Mineral lixiviado denso
MASW-203	1	120 - 166	0 - 4	Mineral lixiviado suelto
	2	166 - 401	4 - 16	Mineral lixiviado suelto a denso
	3	401 - 464	16 - 30	Mineral lixiviado muy denso
MASW-204	1	142 - 178	0 - 4	Mineral lixiviado suelto
	2	178 - 418	4 - 21	Mineral lixiviado medianamente denso
	3	418 - 492	21 - 30	Mineral lixiviado muy denso
MASW-205	1	150 - 181	0 - 4	Mineral lixiviado suelto
	2	181 - 408	4 - 13	Mineral lixiviado medianamente denso
	3	408 - 594	13 - 27	Mineral lixiviado muy denso
	4	594 - 600	27 - 30	Suelo residual duro
MASW-206	1	146 - 179	0 - 4	Mineral lixiviado suelto
	2	179 - 396	4 - 18	Mineral lixiviado medianamente denso a denso
	3	396 - 438	18 - 30	Mineral lixiviado muy denso
MASW-207	1	251 - 392	0 - 11	Suelo residual rígido
	2	392 - 639	11 - 30	Suelo residual muy rígido
MASW-208	1	386 - 396	0 - 4	Suelo residual muy rígido
	2	396 - 761	4 - 24	Suelo residual muy rígido a roca muy fracturada
	3	761 - 860	24 - 30	Probablemente roca
MASW-209	1	240 - 305	0 - 4	Relleno controlado medianamente denso
	2	305 - 379	4 - 13	Suelo residual muy rígido
	3	379 - 724	13 - 27	Suelo residual duro
	4	724 - 783	27 - 30	Probablemente roca

Abreviaturas:

Vs: Velocidad de ondas de corte

MASW: Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales

Tabla 4.3: Resumen de los ensayos MAM

Ensayo MAM	Estrato Sísmico	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
MAM-101	1	450 - 570	0 - 20	Suelo denso
	2	500 - 730	20 - 67	Suelo muy denso

Ensayo MAM	Estrato Sísmico	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
	3	760 - 900	67 - 100	Roca fracturada
MAM-102	1	240 - 460	0 - 16	Suelo denso
	2	520 - 780	16 - 27	Suelo muy denso
	3	800 - 1060	27 - 100	Roca fracturada
MAM-103	1	190 - 220	0 - 10	Suelo suelto
	2	250 - 550	10 - 27	Suelo denso
	3	600 - 700	27 - 100	Suelo muy denso
MAM-104	1	170 - 240	0 - 10	Suelo suelto
	2	280 - 570	10 - 28	Suelo denso
	3	620 - 760	28 - 46	Suelo muy denso
	4	840 - 950	46 - 100	Roca fracturada
MAM-105	1	150 - 300	0 - 7	Relleno controlado suelto
	2	300 - 600	7 - 30	Relleno controlado denso
	3	600 - 825	30 - 51	Relleno controlado muy denso
	4	900 - 1 340	51 - 100	Roca fracturada
MAM-106	1	140 - 240	0 - 14	Mineral lixiviado suelto
	2	280 - 390	14 - 31	Mineral lixiviado denso
	3	570 - 700	31 - 80	Suelo muy denso
MAM-201	1	209 - 209	0 - 2	Mineral lixiviado medianamente denso
	2	225 - 330	2 - 8	Suelo residual rígido
	3	330 - 590	8 - 23	Suelo residual rígido a duro
	4	590 - 725	23 - 39	Suelo residual duro a roca fracturada
	5	725 - 967	39 - 110	Probablemente roca
MAM-202	1	140 - 274	0 - 12	Mineral lixiviado suelto a medianamente denso
	2	274 - 356	12 - 26	Mineral lixiviado medianamente denso
	3	356 - 572	26 - 66	Mineral lixiviado denso a muy denso
	4	572 - 757	66 - 110	Suelo duro a roca fracturada
MAM-203	1	123 - 166	0 - 4	Mineral lixiviado suelto
	2	166 - 365	4 - 17	Mineral lixiviado suelto a denso
	3	365 - 626	17 - 95	Mineral lixiviado denso a muy denso
	4	626 - 783	95 - 110	Roca fracturada

Ensayo MAM	Estrato Sísmico	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
MAM-204	1	140 - 167	0 - 2	Mineral lixiviado suelto
	2	167 - 336	2 - 20	Mineral lixiviado suelto a medianamente denso
	3	336 - 580	20 - 100	Mineral lixiviado denso a muy denso
MAM-205	1	150 - 170	0 - 2	Mineral lixiviado suelto
	2	170 - 260	2 - 10	Mineral lixiviado suelto a medianamente denso
	3	260 - 332	10 - 15	Suelo residual rígido
	4	332 - 683	15 - 46	Suelo residual rígido a roca muy fracturada
	5	683 - 1120	46 - 100	Probablemente roca dura
MAM-206	1	153 - 170	0 - 2	Mineral lixiviado suelto
	2	170 - 330	2 - 17	Mineral lixiviado suelto a medianamente denso
	3	330 - 530	17 - 35	Mineral lixiviado denso
	4	530 - 627	35 - 54	Suelo residual duro
	5	627 - 878	54 - 100	Roca fracturada a dura
MAM-207	1	252-355	0 - 10	Suelo residual rígido
	2	355-595	10 - 26	Suelo residual rígido a duro
	3	595-698	26 - 50	Suelo duro a roca muy fracturada
	4	698 - 806	50 - 100	Probablemente roca muy fracturada a dura
MAM-208	1	390 - 396	0 - 4	Relleno controlado muy denso
	2	396 - 526	4 - 15	Suelo residual muy rígido
	3	526 - 678	15 - 20	Suelo residual muy rígido a duro
	4	678 - 977	20 - 100	Probablemente roca muy fracturada a dura
MAM-209	1	267-288	0-2	Relleno controlado medianamente denso
	2	288-586	2-29	Suelo residual rígido a muy rígido
	3	586-683	29-35	Suelo duro a roca muy fracturada
	4	683-1282	35-100	Probablemente roca fracturada a dura

Abreviaturas:

Vs: Velocidad de ondas de corte

MAM: Medición de Microtrepidaciones en Arreglos Multicanal

4.5 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE LA PILA DE LIXIVIACIÓN

A continuación se detallan los perfiles sísmicos, las propiedades dinámicas y las consideraciones utilizadas para realizar el análisis de respuesta sísmica de la pila modelando la presencia de interfase.

4.5.1 Movimiento sísmico en la base

En el capítulo II se presentó el análisis e interpretación de las señales sísmicas, en el cual se seleccionó el movimiento sísmico y se realizó el ajuste espectral de la señal, de tal manera que la forma espectral del sismo ajustado sea similar a la forma espectral del sismo de diseño (espectro de peligro uniforme del sitio). El ajuste espectral fue realizado con los espectros de peligro uniforme para las condiciones de operación (condición temporal) y cierre de la pila de lixiviación. En las Figuras 2.10 y 2.11 se presentan los registros tiempo historia escaladas espectralmente para las condiciones de operación y cierre de la pila, los cuales fueron ingresados en la base de los modelos 1D para determinar su respuesta sísmica. El registro original (Sismo de Lima 1974) fue escalado a los espectros de peligro uniforme en roca firme (según IBC, suelo tipo B).

4.5.2 Perfiles sísmicos analizados

En la Figura 4.13 se presenta la sección más crítica (sección 4-4') de la pila de lixiviación, en el cual se determinó su respuesta sísmica. De acuerdo a las recomendaciones de Houston et al (1987) se consideró analizar tres perfiles 1D, denominados Perfil I, Perfil II y Perfil III.

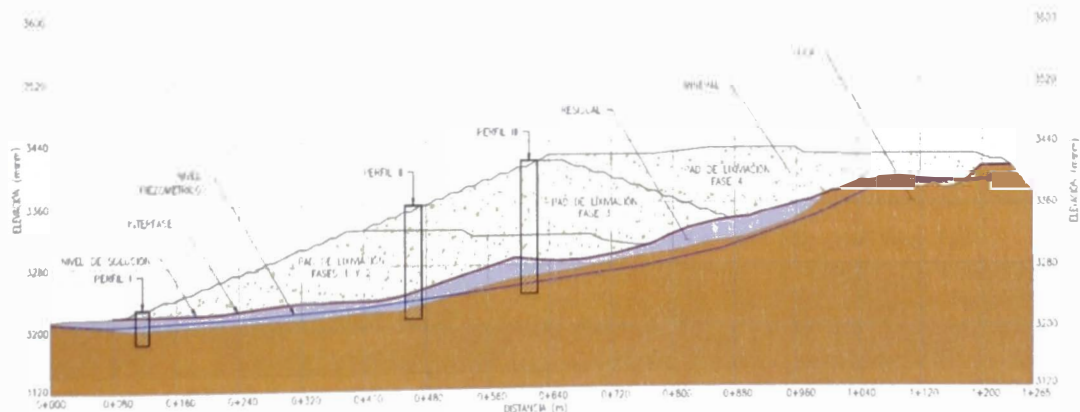


Figura 4.13: Ubicación de los perfiles 1D en la sección más crítica analizada.

Los perfiles sísmicos 1D fueron definidos a partir de la interpretación de los ensayos sísmicos MASW y MAM, presentados en las tablas 4.2 y 4.3. Cada

perfil fue discretizada en diferentes capas para tomar en consideración los efectos de la presión de confinamiento y fue realizado considerando las recomendaciones de Hashash (2014) quien recomienda que para obtener una adecuada propagación de las ondas en el perfil 1D, la frecuencia de cada capa debe variar de 25 a 50hz. La discretización fue realizada mediante la siguiente formulación $h = V_s / 4f$.

En la Tabla 4.4 se presenta las características de los suelos de los perfiles 1D analizados, el espesor de los estratos, el número de capas discretizadas y las velocidades de ondas de corte asociadas a cada capa y en la Tabla 4.5 se presenta las características de la interfase. El módulo máximo fue estimado con las recomendaciones de Yegian et al (1998), se consideró $G_{max}=60\sigma$. Asimismo, en la Figura 4.14 se presenta de manera esquemática los perfiles analizados. En general la pila de lixiviación está conformada por mineral cuyo espesor varía de 8 a 120 m, suelo residual con un espesor que varía de 20 a 40 m y roca fracturada.

Tabla 4.4: Características de los estratos de suelos de los perfiles 1D

Perfil	Material	Espesor del perfil (m)	Número de capas	Peso específico (kN/m ³)	Velocidad de ondas de corte (m/s)
Perfil I	Mineral	8	8	19	135-245
	Suelo residual	25	8	16	280-405
	Roca fracturada	-	-	23	750
Perfil II	Mineral	90	35	19	140-490
	Suelo residual	41	10	23	510-620
	Roca fracturada	-	-	23	800
Perfil III	Mineral	117	42	19	135-550
	Suelo residual	30	6	23	560-650
	Roca fracturada	-	-	-	850

Tabla 4.5: Características de la interfase de los perfiles 1D

Perfil	Espesor del perfil (m)	Número de capas	Esfuerzo confinamiento (kN/m ²)	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de corte máximo (kN/m ²)
Perfil I	1	1	150	0.16	9000
Perfil II	1	1	1700	0.16	10200
Perfil III	1	1	2200	0.16	13200

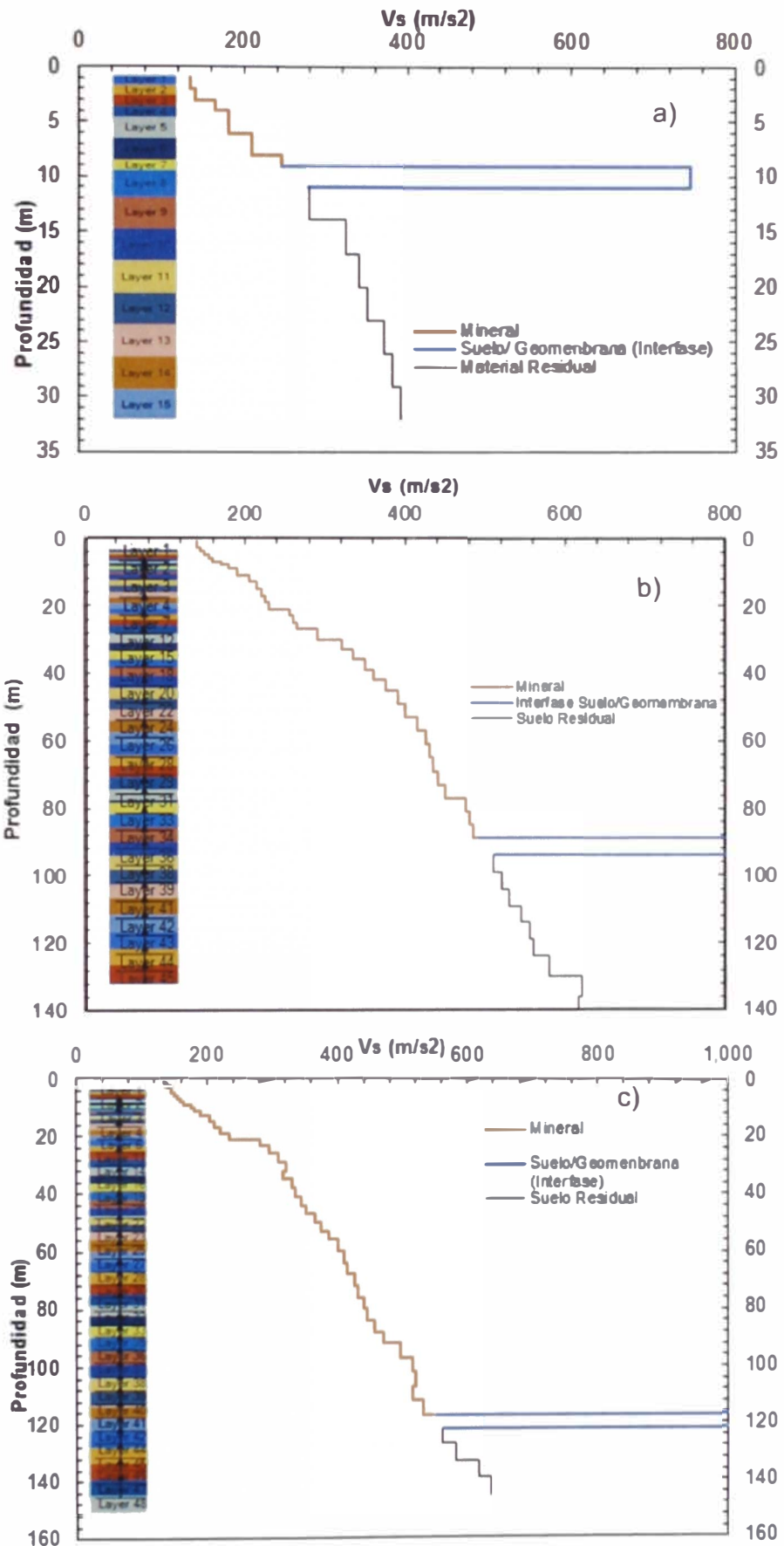
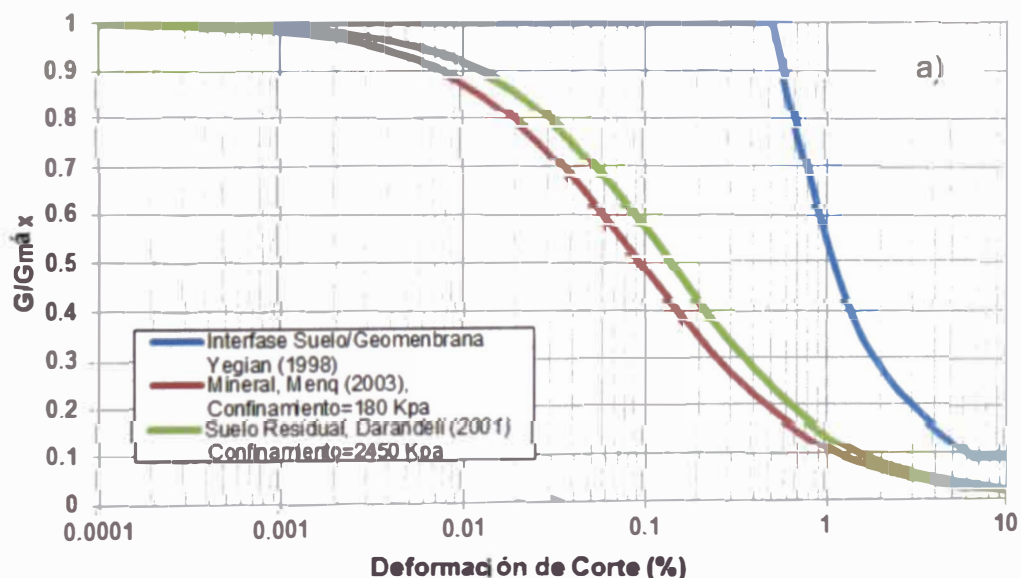


Figura 4.14: Perfiles sísmicos 1D analizados: (a) Perfil I, (b) Perfil II, (c) Perfil III

4.5.3 Curvas dinámicas de los materiales

A partir de la interpretación de la caracterización geotécnica de los materiales, presentados en el ítem 1.8.2 y la altura de la pila de lixiviación en estudio, se ha definido las curvas características de reducción del módulo de corte y la relación de amortiguamiento para cada material en particular. Las curvas dinámicas fueron adoptadas de la literatura existente descritas en el ítem 4.3.

El mineral presenta un índice de plasticidad nulo y un coeficiente de uniformidad (C_u) de 122 a 158 y con D_{50} de 4.8 a 5.5 mm, de acuerdo a estas características la curva de reducción del módulo de corte y la relación de amortiguamiento que mejor se ajusta al mineral es la curva de Menq (2003) que fue definida considerando valores promedios de $C_u = 130$, $D_{50} = 5.2$ y una presión de confinamiento promedio de $\sigma_o = 150$ kPa. Los suelos residuales son suelos finos intercalados con lentes de arenas arcillosas, con un índice de plasticidad (IP) de 10 a 30%; las curvas dinámicas que mejor se ajustan a las características del suelo residual fue la curva propuesta por Darendeli (2001), la cual fue definida para un $IP = 30\%$ y una presión de confinamiento de $\sigma_o = 2450$ kPa. Para la interfase entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad representado por una capa de suelo equivalente se consideró la curva de reducción del módulo y la relación de amortiguamiento propuesto por Yegian (1998) y finalmente para la roca poco competente (fracturada) se consideró las curvas características de Shanabel (1973). En las Figuras 4.15 se presentan las curvas dinámicas utilizados en el análisis de respuesta sísmica.



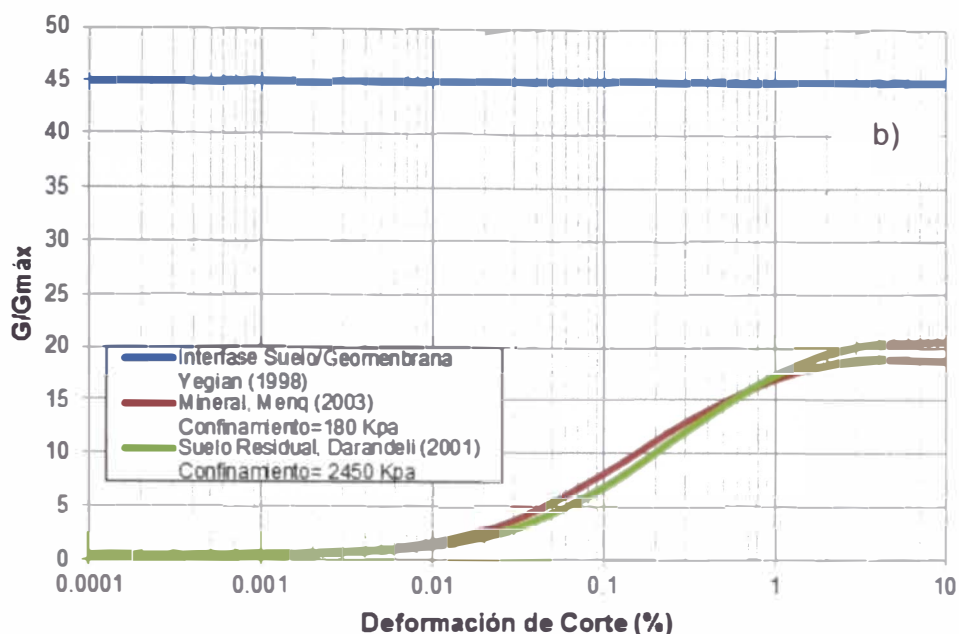


Figura 4.15: Curvas dinámicas de los materiales utilizadas para el análisis de respuesta sísmica: (a) reducción del módulo de corte, (b) relación de amortiguamiento

4.5.4 Evaluación de la respuesta sísmica

Una vez definido los perfiles sísmicos y las propiedades dinámicas (reducción del módulo de corte y amortiguamiento) de los materiales que conforman la pila de lixiviación en estudio, se procedió a determinar la respuesta sísmica de cada perfil 1D analizado. La evaluación de la respuesta sísmica fue realizada para las condiciones de operación y abandono de la pila, considerando la señal sísmica ajustada espectralmente al espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 100 y 475 años, descrito y presentado en el capítulo II.

El análisis de respuesta sísmica fue determinado con el programa DEEPSOIL V5.1, el cual tiene incorporado el modelo lineal equivalente. En la Figura 4.16 se presenta la respuesta sísmica del Perfil I que representa menor altura de apilamiento de mineral (aproximadamente 8 m); como se puede observar en esta figura, tanto para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de amplifica la aceleración en un valor promedio de 1.5 veces, en periodos cortos menores a 0.3 s, mientras que para periodos por encima de 0.3 s, la aceleración es amplificada con factor de amplificación de 2 a 2.5; asimismo, se observa que en la zona de interfase el periodo predominante alcanza un valor de 0.4 s, este comportamiento es más predominante a medida que se incrementa la magnitud del movimiento sísmico. Por encima de la zona de interfase, la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.0 g

y 1.5 g para la condición de operación y cierre de la pila.

En la Figura 4.17 se presenta la respuesta sísmica del Perfil II que representa una altura de 90 m; como se puede observar en esta figura, tanto para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de-amplifica la aceleración en un valor promedio de 1.5 veces en todos los periodos, el cual es más evidente para sismos de mayor magnitud. Asimismo, se observa que en la zona de interfase, el periodo predominante alcanza un valor similar al periodo fundamental de sismo de entrada. Por encima de la zona de interfase la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.2 g y 1.6 g, con periodos predominantes de 0.3 s y 0.4 s para la condición de operación y cierre de la pila.

En la Figura 4.18 se presenta la respuesta sísmica del Perfil III que representa la altura máxima de apilamiento de mineral (aproximadamente 120 m); como se puede observar en esta figura, tanto para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de-amplifica ligeramente la aceleración casi en todos los periodos de interés y extrañamente por encima de 1.2 s la señal es ligeramente amplificada; el periodo predominante alcanza un valor similar al periodo fundamental del sismo de entrada. Por encima de la zona de interfase, la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.2 g y 1.8 g, con periodos predominantes de 0.3 s para la condición de operación y cierre de la pila.

De acuerdo a lo descrito anteriormente y a la interpretación de los resultados de la respuesta sísmica de los perfiles unidimensionales, se determinó que para perfiles cortos (8.0 m de altura), el sistema de revestimiento de-amplifica las aceleraciones para periodos cortos y amplifica significativamente para periodos largos, el contenido de frecuencias es modificado en gran medida alcanzando un periodo fundamental de hasta 0.4 s. Para perfiles grandes del orden de 90 a 120 m de altura, la presencia del sistema de revestimiento de-amplifica las aceleraciones casi en todos sus periodos y el contenido de frecuencias es modificado ligeramente, obteniendo un periodo fundamental de 0.3 s, el cual es más notorio a medida que se incrementa la magnitud del sismo. El resultado del análisis de respuesta sísmica es consistente con lo indicado por Kavazanjian et al (2011) quien identificó que la presencia de la interfase en una pila de lixiviación de-amplifica la señal sísmica casi en todos los periodos.

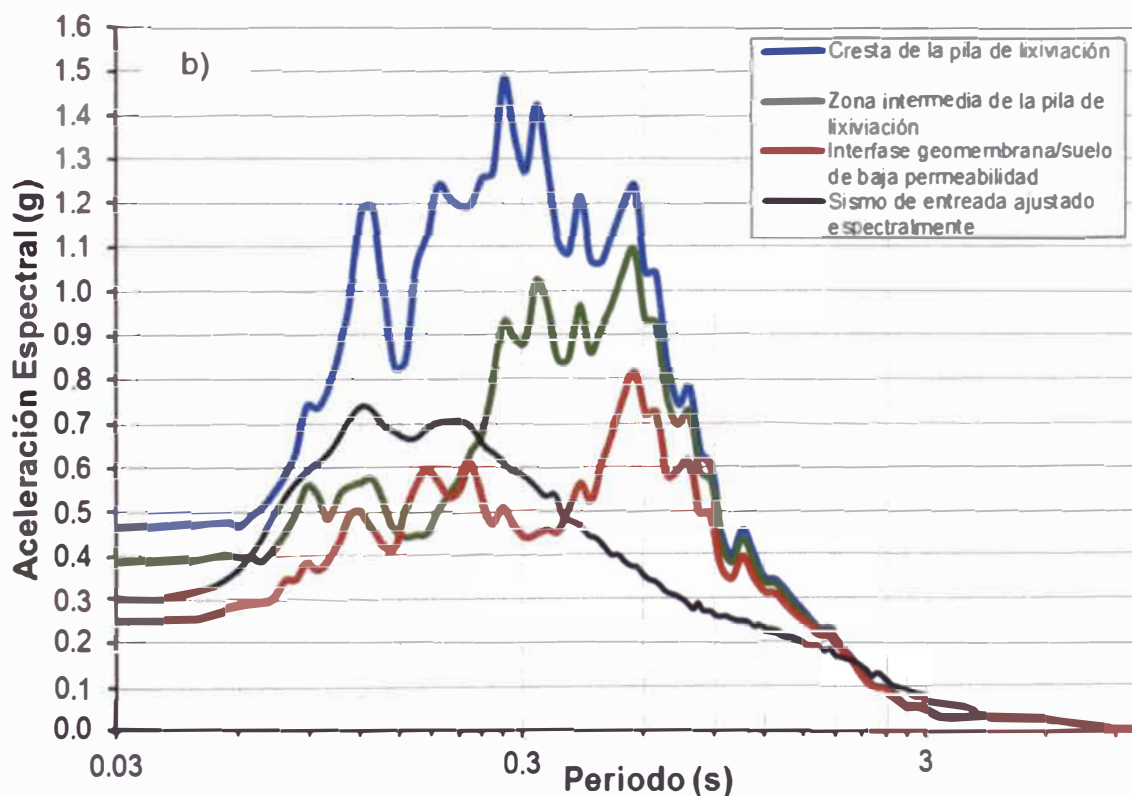
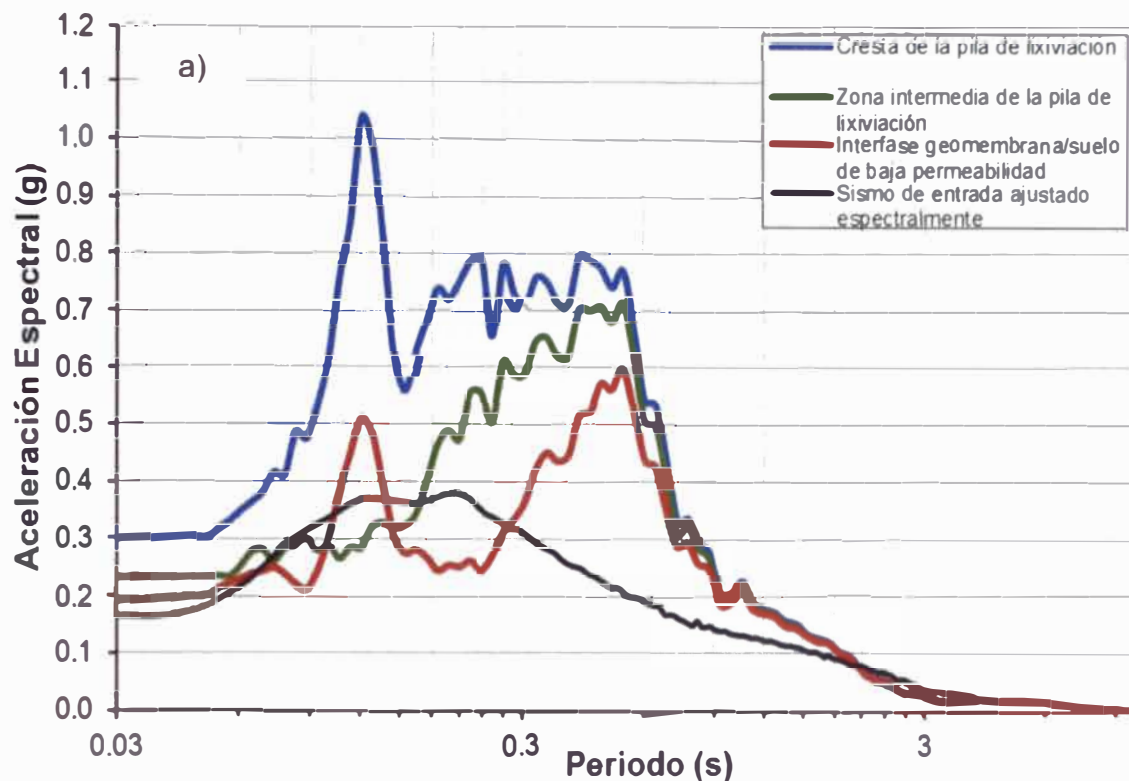


Figura 4.16: Respuesta sísmica del perfil I (a) para la condición de operación ($T_r=100$ años) y cierre de la pila ($T_r=475$ años).

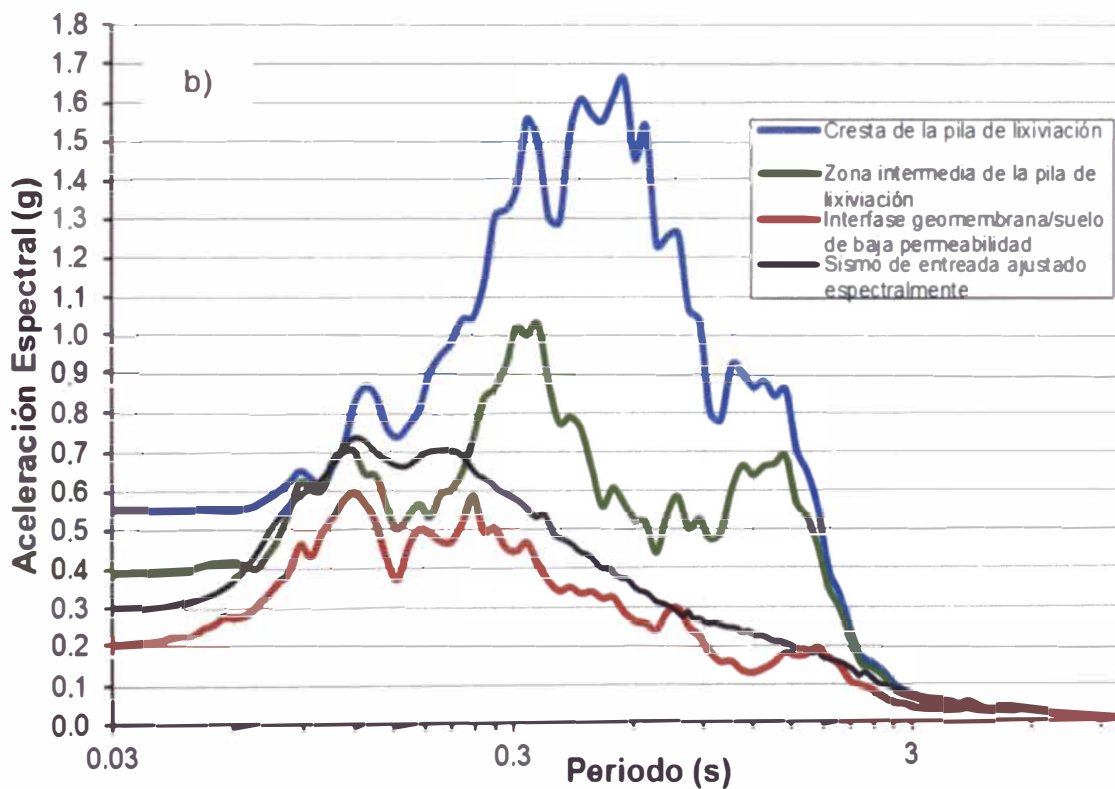
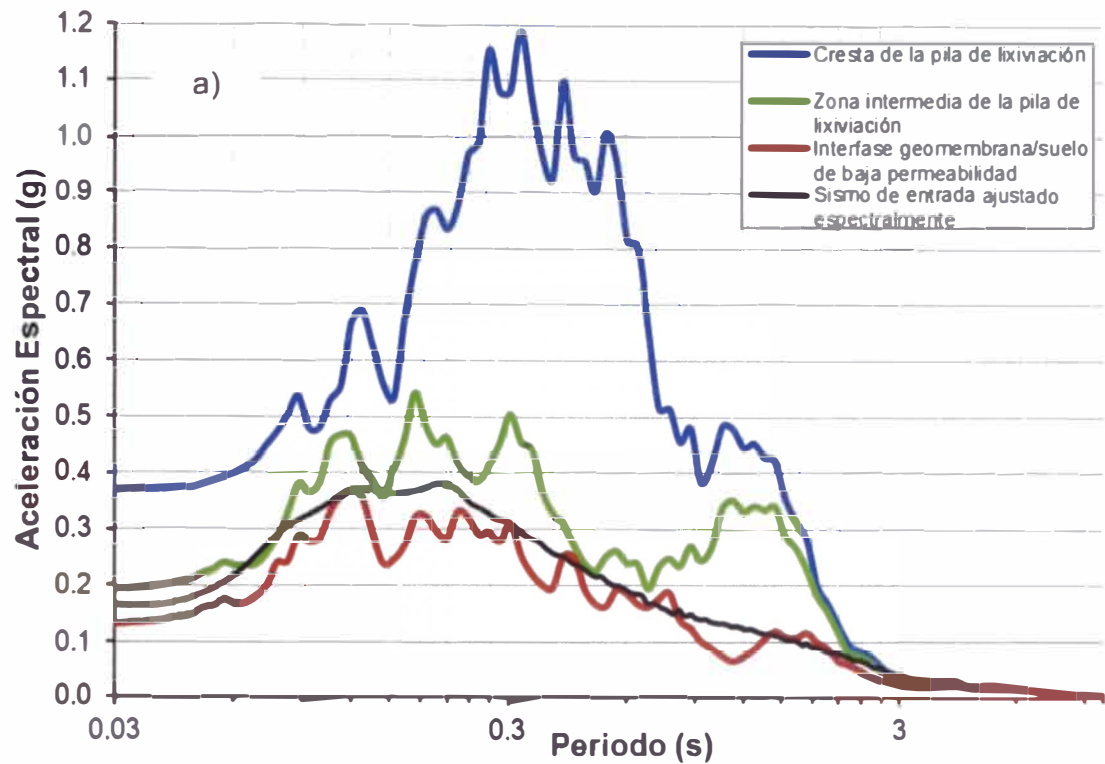


Figura 4.17: Respuesta sísmica del perfil II (a) para la condición de operación ($T_r=100$ años) y cierre de la pila ($T_r=475$ años).

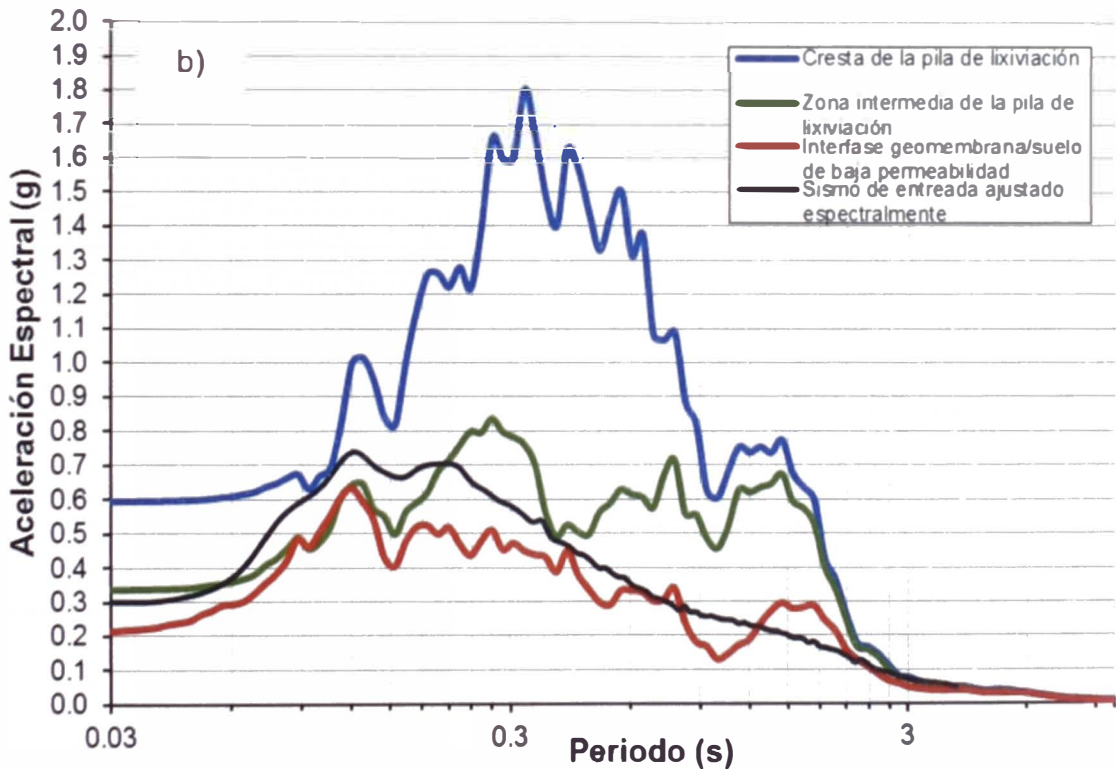
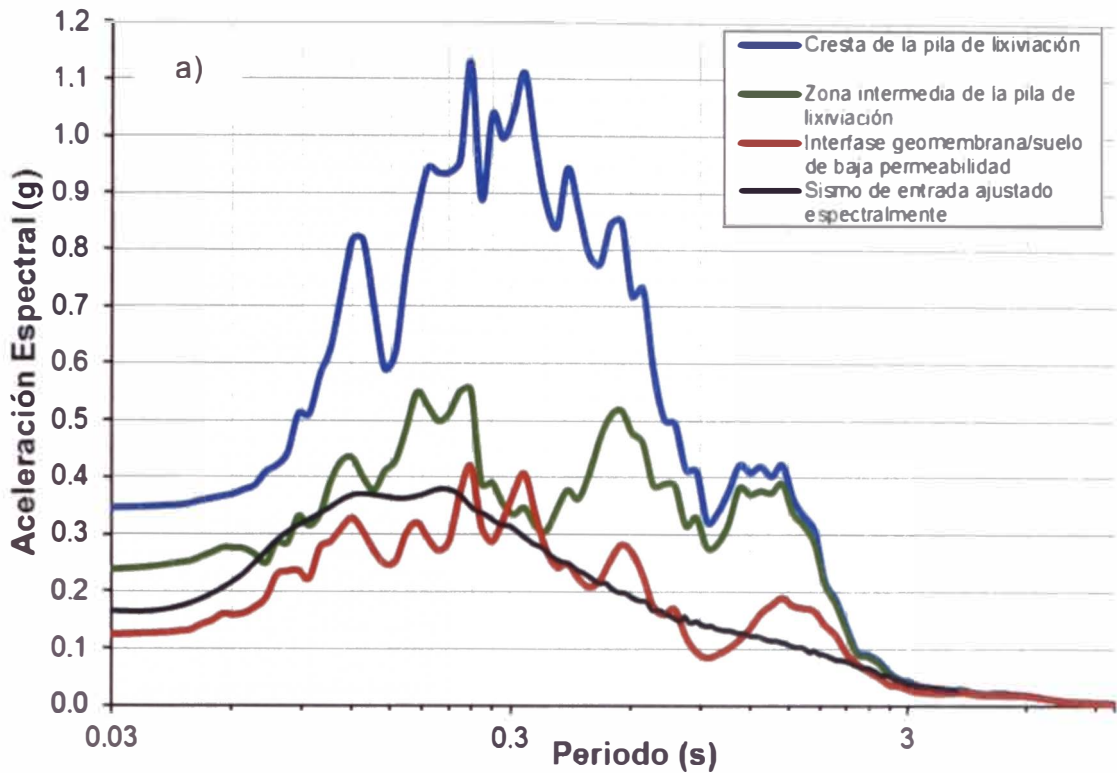


Figura 4.18: Respuesta sísmica del perfil III (a) para la condición de operación ($T_r=100$ años) y cierre de la pila ($T_r=475$ años).

CAPÍTULO V: CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO

La falla de una pila de lixiviación podría producir daños ambientales y pérdidas económicas importantes, por lo cual la estabilidad de esta estructura frente a un movimiento sísmico deberá ser analizada de manera más rigurosa que tan solo un factor de seguridad (análisis pseudoestático). Un análisis pseudoestático por el método de equilibrio límite proporciona sólo un índice de estabilidad (factor de seguridad) pero ninguna información sobre los desplazamientos asociados a la falla del talud. Por lo tanto, los métodos de análisis que predicen los desplazamientos de un talud proveen una mejor evaluación de la condición de servicio del talud frente a un terremoto. La mayoría de los métodos de desplazamientos están relacionados a la aceleración de fluencia y a la geometría de la masa deslizante.

5.1 ACELERACIÓN DE FLUENCIA

Para un talud definido y una superficie de falla asumida, la aceleración crítica o de fluencia (k_y) puede ser estimada por un proceso iterativo del análisis pseudoestático hasta obtener un factor de seguridad (FS) igual a 1.0. El coeficiente sísmico multiplicado por la gravedad es equivalente a la aceleración de fluencia. Seleccionar la geometría de la superficie de deslizamiento crítico que resulte un coeficiente sísmico menor, es un proceso de prueba y error. En pilas de lixiviación la superficie de falla por lo general se encuentra definida y se produce en la zona de menor resistencia denominada interfase (ver Figura 5.1), conformando una superficie de falla compuesta (Parra et al, 2012).

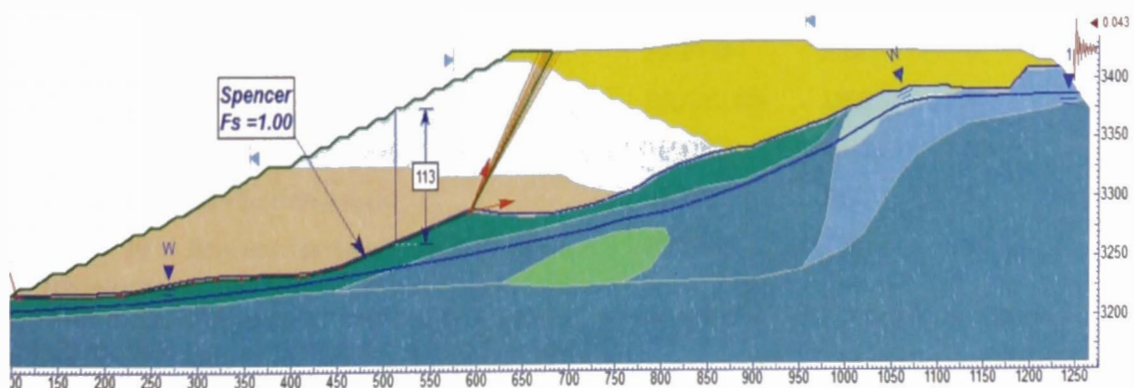


Figura 5.1: Determinación de la aceleración de fluencia en una pila de lixiviación

5.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTO INDUCIDO POR SISMO

Todos los métodos basados en deformaciones son aproximaciones simplificadas del mecanismo físico real de la deformación de taludes inducida por sismo. Hay tres modelos fundamentales que se basan todos los métodos: (1) modelo de bloque rígido, (2) modelo desacoplado y (3) modelo acoplado, los cuales pueden ser simples o complejos y difieren en algunos supuestos e idealizaciones utilizados para representar el mecanismo de desplazamiento inducido por sismo.

Tabla 5.1: Resumen de los métodos de desplazamientos permanentes (Murphy, 2010)

No.	Method	Acronym	Model Category ^a	Method Type ^b
1	Newmark (1965)	N1965	RB	S
2	Sarma (1975)	S1975	RB	S
3	Franklin and Chang (1977)	FC1977	RB	S
4	Ambraseys and Menu (1988)	AM1988	RB	S
5	Yegian et al. (1991)	YMG1991	RB	S
6	Ambraseys and Srbulov (1994)	AS1994	RB	S
7	Watson-Lamprey and Abrahamson (2006)	WLA2006	RB	S
8	Bray and Travararou (2007) [Rigid]	BT2007R	RB	S
9	Jibson (2007) [Method A]	J2007A	RB	S
10	Jibson (2007) [Method B]	J2007B	RB	S
11	Jibson (2007) [Method C]	J2007C	RB	S
12	Saygılı and Rathje (2008) [Method A]	SR2008A	RB	S
13	Saygılı and Rathje (2008) [Method B]	SR2008B	RB	S
14	YSLIP	YSLIP	RB	A
15	Makdisi and Seed (1978)	MS1978	DEC	S
16	Hynes-Griffin and Franklin (1984)	HGF1984	DEC	S
17	Bray et al. (1998)	BRAM1988	DEC	S
18	1D FLAC Decoupled	1D DEC	DEC	A
19	2D FLAC Decoupled	2D DEC	DEC	A
20	Bray and Travararou (2007) [Coupled]	BT2007C	CPL	S

Abreviaturas:

(a) RB: modelo de bloque rígido; DEC: modelo desacoplado; CPL: modelo acoplado

(b) S: modelo tipo simplificado; A: modelo analítico

Los métodos pueden ser de forma analítica o simplificada. Los métodos analíticos calculan los desplazamientos directamente del registro tiempo historia de aceleración que caracteriza la carga sísmica de la masa deslizante e incluyen

procedimiento de doble integración de Newmark (Newmark 1965). Los métodos simplificados están basados en una ecuación o gráfico que utilizan típicamente parámetros de movimiento (intensidad y/o contenido de frecuencia) en lugar de un registro tiempo historia para caracterizar la carga sísmica. Los modelos simplificados se desarrollan mediante un análisis de regresión o curva de ajuste de los datos obtenidos por los métodos analíticos. El ejemplo más común del modelo simplificado es el bloque rígido de Makdisi y Seed (1978). En la Tabla 5.1 se presenta un resumen de todos los métodos de desplazamientos, los cuales fueron analizados y resumidos por (Murphy, 2010).

5.2.1 Método simplificado del bloque rígido - método de Newmark

El modelo de bloque rígido fue propuesto originalmente por Newmark (1965) y se basa en la analogía del deslizamiento en un plano inclinado (ver Figura 5.2). El modelo asume que el desplazamiento se inicia cuando las aceleraciones inducidas por sismo que actúan sobre la masa deslizante exceden la aceleración de fluencia (k_y) (ver (1) de la Figura 5.3a). En este punto la masa deslizante empieza su movimiento en el plano inclinado con una aceleración constante igual a la aceleración de fluencia (k_y), durante el cual la velocidad del movimiento es mayor que la velocidad de la masa deslizante (ver (2) en la Figura 5.3 b) y el deslizamiento continúa hasta que las aceleraciones caigan por debajo de k_y y las velocidades de la masa deslizante y del movimiento en la base coincidan (ver (2) en la Figura 5.3b).

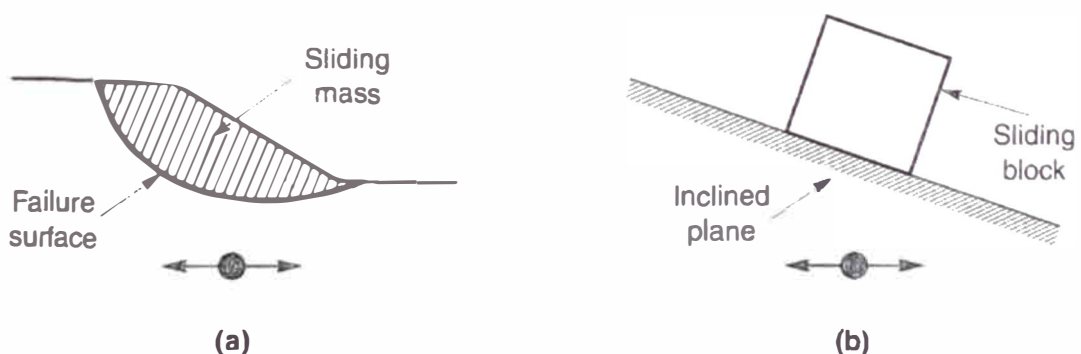


Figura 5.2: Analogía entre una (a) superficie potencial de falla y un (b) bloque deslizante en un plano inclinado (Kramer, 1996)

Los intervalos de desplazamiento se producen cuando se inicia el deslizamiento (aceleraciones $> k_y$) y cuando cesa el deslizamiento (aceleraciones $< k_y$ y cuando la velocidad relativa entre la masa deslizante y el suelo subyacente se reduce a

cero) (ver áreas sombreadas de la Figura 5.3a). El desplazamiento permanente es determinado por la doble integración de las regiones sombreadas del registro tiempo historia (ver Figura 5.3c), si la aceleración de fluencia excede la aceleración del movimiento no se desarrollaran desplazamientos permanentes.

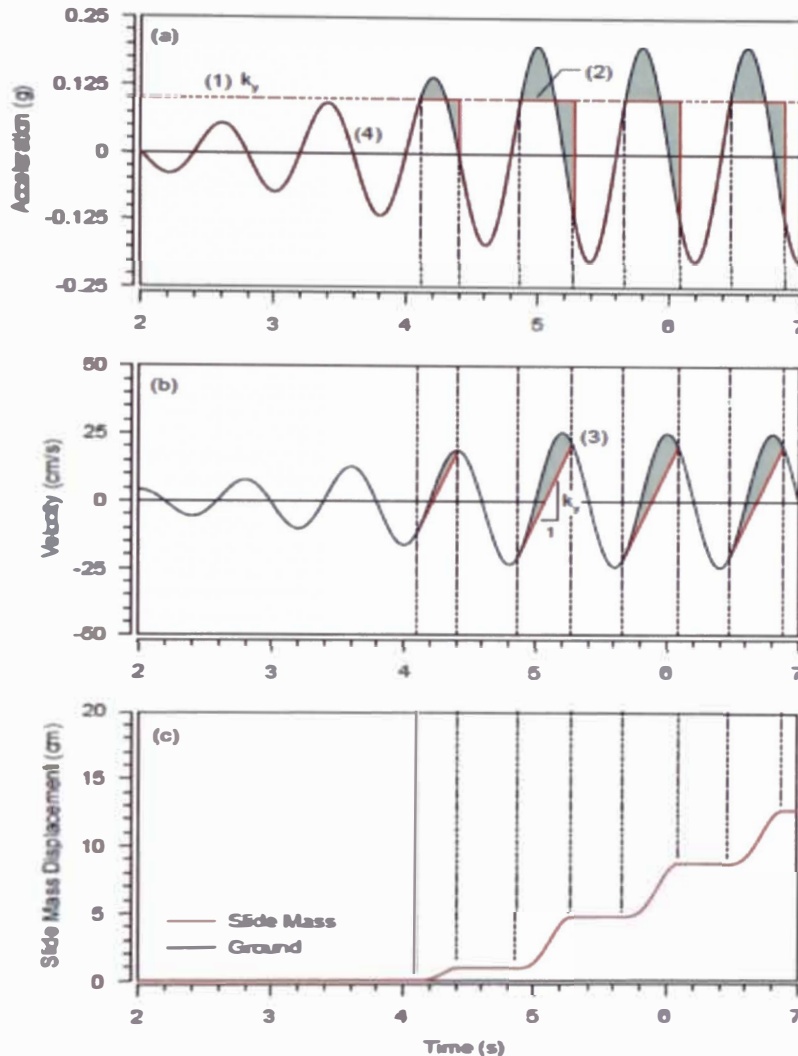


Figura 5.3: Ilustración del método de bloque rígido de Newmark para el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo (Murphy, 2010)

El modelo de bloque rígido de Newmark (1965) se basa en varios supuestos simplificadores:

- El suelo se comporta como un material rígido y perfectamente plástico.
- Los desplazamientos ocurren a lo largo de una única superficie de deslizamiento, obtenida del análisis de estabilidad pseudoestático.
- El material no sufre pérdida de resistencia como consecuencia de la carga sísmica.
- Las aceleraciones y las fuerzas inerciales actúan en la dirección del movimiento inicial y en el centro de gravedad de la masa deslizante.

- La resistencia estática y dinámica de los suelos son iguales.
- La aceleración de fluencia es constante durante el deslizamiento.
- Los deslizamientos de la masa ocurren solo en sentido descendente.
- Las aceleraciones verticales pueden ser ignoradas.

El desplazamiento por el método de Newmark típicamente se calcula considerando las aceleraciones por encima de la aceleración de fluencia en un solo lado del registro tiempo historia, con el fin de tener en cuenta una dirección preferida de deslizamiento durante la inestabilidad de un talud. Sin embargo, en algunos casos puede considerarse una integración en ambos lados del registro tiempo historia, considerando la misma aceleración de fluencia o considerando que la aceleración de fluencia en una dirección es mayor que en la otra.

El método de Newmark ignora la deformabilidad de la masa deslizante, el cual hace que este tipo de análisis sea más adecuado para el análisis de muro de contención corto que para la estabilidad de un talud natural, depósito de desmonte o pila de lixiviación. El uso del método de Newmark para estimar el desplazamiento permanente en los casos de estabilidad de taludes está sujeto a imprecisiones por el supuesto de bloque rígido. Wartman et al (2003) llevaron a cabo ensayos de mesa vibradora para ambas columnas de suelo rígidos y deformables en un plano inclinado, con el fin de examinar la validez del método de Newmark y los efectos de deformabilidad del suelo. Los autores concluyeron que el procedimiento del bloque rígido es poco conservador cuando la frecuencia predominante del movimiento de entrada se encuentra entre el 20% y 130% de la frecuencia natural de la masa deslizante ($0.2 < f_n < 1.3$). Por el contrario, el procedimiento de bloque rígido es generalmente conservador cuando la frecuencia predominante del movimiento de entrada es menor que 20% de la frecuencia natural de la masa ($f_n < 0.2$) o mayor en 30% de la frecuencia natural de la masa ($f_n > 1.3$).

Una implementación computacional frecuentemente referida en la literatura es la de Houston et al (1987), quienes modificaron el método de Newmark para ser aplicado a un deslizamiento tal como se observa en la Figura 5.4. Los autores consideraron que la superficie deslizante (zona de corte) puede ser curva en lugar de plana y puede ser representada por una superficie de deslizamiento no circular. El método se base en simular un bloque deslizante rígido suponiendo la existencia de una capa de material blando debajo de la superficie potencial de

deslizamiento. Las propiedades de esta capa se obtienen mediante un proceso de prueba y error, hasta que la aceleración horizontal máxima en algunos puntos (tal como B1, B2 y B3 de la Figura 5.4) son aproximadamente iguales entre sí para cumplir la hipótesis de la rigidez de la parte deslizante. La respuesta dinámica del suelo debido a la excitación sísmica impuesta en la base (punto R en la Figura 5.4) se obtiene mediante un programa de propagación de ondas unidimensional que, según los autores, producen resultados muy similares a los obtenidos con programas más complejos.

Houston et al (1987) recomiendan evaluar el desplazamiento permanente del talud en al menos tres perfiles de suelo, ubicado cerca de la cresta, al pie y a la altura media del talud. Debido a la rigidez del bloque y a fin de compensar el desplazamiento del mismo, se toma un promedio de los desplazamientos calculados en estos perfiles, aunque es una buena práctica de la ingeniería también considerar el desplazamiento máximo calculado.

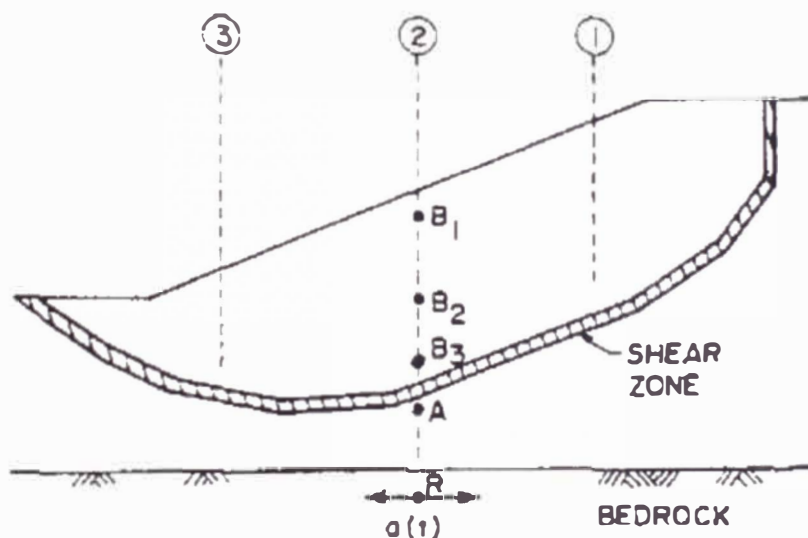


Figura 5.4: Falla de un talud típico para el cual se aplica la analogía del bloque rígido (Houston et al., 1987)

Matasovic et al (1997) ampliaron el análisis de Newmark para incluir los efectos de las dos formas de deslizamiento, incluyendo la degradación de la aceleración de fluencia y las aceleraciones verticales y demostraron que la aceleración de fluencia puede ser calculada con una resistencia al corte pico y residual. La Figura 5.5 compara sistemáticamente el análisis de Newmark convencional y el análisis modificado con una aceleración de fluencia degradada. Por lo general para el análisis de estabilidad de una pila de lixiviación se considera parámetros residuales, asumiendo grandes deformaciones en el sistema de revestimiento.

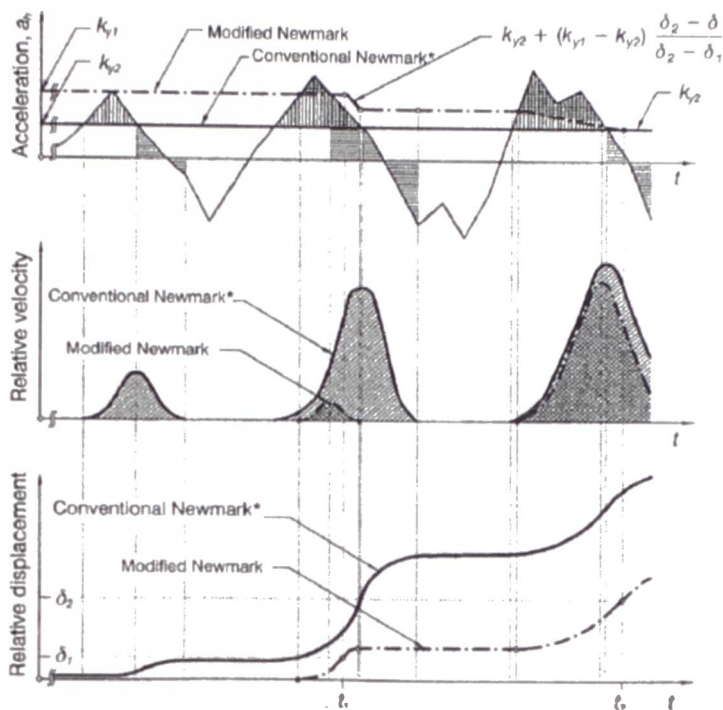


Figura 5.5: Comparación de los esquemas de integración tipo Newmark clásico y modificado (Matasovic et al, 1997)

5.2.2 Método simplificado desacoplado de Makdisi y Seed (1978)

Poco después de que Newmark publicara el método de bloque rígido, se han desarrollado métodos más sofisticados para demostrar que la masa deslizante no es un cuerpo rígido y se deforma internamente cuando es sometida a un movimiento sísmico. El más común de este método fue desarrollado por Makdisi y Seed (1978) quienes desarrollaron una serie de gráficos para estimar los desplazamientos inducidos por sismo en función de la geometría del talud, la magnitud del movimiento sísmico y la relación entre la aceleración de fluencia y la aceleración pico. El método consta de gráficos que permiten evaluar la demanda sísmica experimentada por la masa deslizante y su desplazamiento permanente.

Para caracterizar la demanda sísmica, Makdisi y Seed (1987) desarrollaron una metodología que relaciona las aceleraciones de la masa deslizante (HEA) con la profundidad, para diferentes geometrías y diferentes condiciones de carga sísmica. Los autores utilizaron dos métodos para establecer esta relación: (1) análisis bidimensional de elementos finitos y (2) datos publicados de análisis de respuesta sísmica unidimensional; tres registros de movimientos sísmicos (dos eventos diferentes, de magnitud 6,5 a 7,5) y un acelerograma sintético (magnitud 8.25) utilizaron en sus análisis. Los autores no especifican la medida de la

magnitud utilizada, sin embargo la magnitud de momento equivalente (M_w) para estos eventos fueron 6,6 y 7,4.

Cinco pasos se deberán seguir para calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo por el método de Makdisi y Seed (1978).

- primer paso: evaluar la potencial pérdida de resistencia del material. Los autores recomiendan no utilizar el método si la pérdida de resistencia del material es significativa. Si la reducción de resistencia es de 10% al 20% de la fuerza de resistencia al corte, el método puede ser aplicado.
- segundo paso: calcular la aceleración de fluencia.
- tercer paso: determinar el *PGA* (*Peak Ground Acceleration*) en la cresta del dique, esta es una de las mayores incertidumbres, incluso con los análisis avanzados la estimación del *PGA* en la cresta es difícil.
- cuarto paso: determinar la aceleración pico de la masa deslizante (k_{max}), mediante la relación de la Figura 5.6.
- quinto paso: calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo, mediante la gráfica de la Figura 5.7.

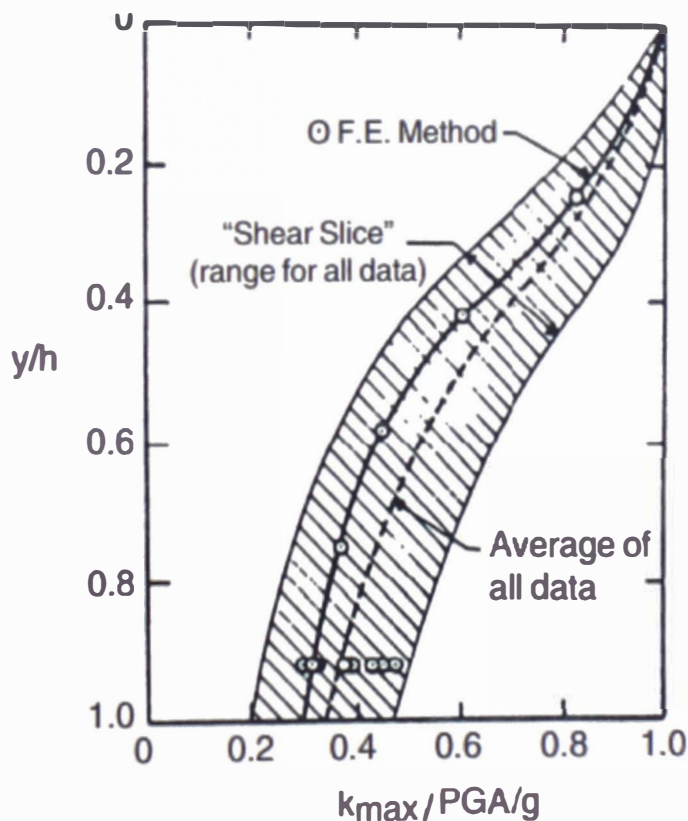


Figura 5.6: Estimación de la aceleración como una función del PGA y la profundidad de la masa deslizante (Makdisi y Seed, 1978)

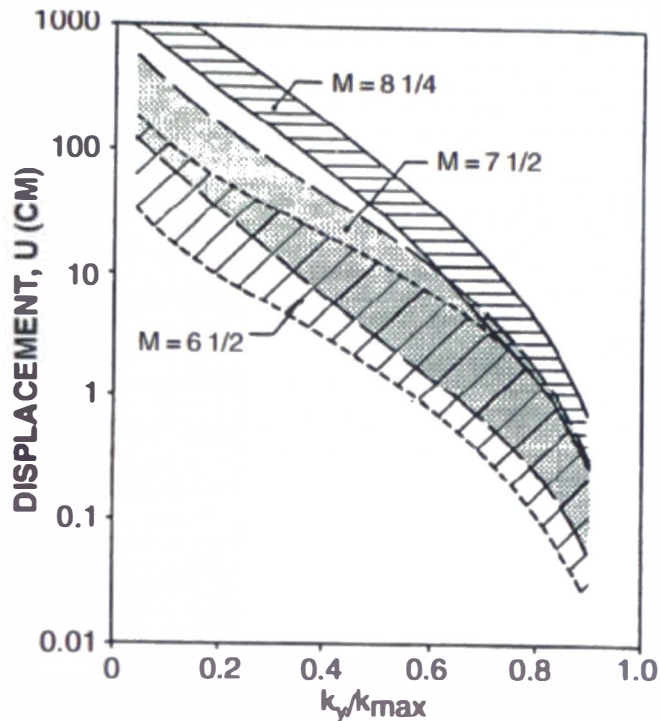


Figura 5.7: Relación entre el desplazamiento permanente, la magnitud del movimiento sísmico y la relación de aceleraciones (Makdisi y Seed, 1978)

Según Bray y Travararou (2007), el método de desplazamiento de Makdisi y Seed es una de las contribuciones más importantes a la ingeniería geotécnica sísmica en los últimos años, sin embargo, los límites de las figuras 5.6 y 5.7 no corresponden a los límites verdaderos del posible desplazamiento del bloque debido a que el método fue desarrollado considerando sólo un número limitado de estructuras y pocos movimientos sísmicos de entrada y corresponden a curvas determinadas en base a un rango de valores promedios con cierto grado de dispersión. Bray y Travararou (2007) recomiendan utilizar un método más actualizado que involucre menor incertidumbre en el cálculo del *PGA* en la cresta y tome en cuenta el contenido de frecuencia de la masa deslizando.

5.2.3 Método acoplado simplificado de Bray y Travararou (2007)

Bray y Travararou (2007) desarrollaron dos métodos de deformación, el primer método clasifica como un método de bloque rígido simplificado y el segundo clasifica como un método acoplado simplificado. El método acoplado simplificado de Bray y Travararou (2007) fue desarrollado utilizando 688 movimientos sísmicos con diferentes magnitudes (M_w) que van de 5.5 a 7.6. Los autores calcularon desplazamientos usando un modelo unidimensional acoplado de deslizamiento de varios grados de libertad para representar el comportamiento de una masa deslizando idealizada. Los datos de desplazamientos fueron

generados mediante el análisis de diferentes valores de resistencia y rigidez del material (caracterizados por la aceleración de fluencia [k_y] y el periodo fundamental de la masa deslizante [T_s]).

Para orientar la formulación de su ecuación de desplazamiento, los autores utilizaron los resultados de Travarasrou (2003), quien evaluó una serie de medidas de intensidad de movimiento para predecir el desplazamiento inducido por sismo y concluyó que la aceleración espectral del movimiento de entrada a 1.5 veces el periodo fundamental de la masa deslizante [$S_a(1.5T_s)$] era una medida de intensidad eficaz para minimizar la variabilidad de las predicciones de desplazamiento. El término $1.5T_s$ es el periodo natural degradado de la masa deslizante que resulta de la no linealidad del material y la degradación de la rigidez. Como parte de su trabajo los autores modelaron matemáticamente los desplazamientos inducidos por sismo como un variable aleatoria mixta (Bray y Travarasrou, 2003) que tiene una cierta masa de probabilidad (discreto) en desplazamiento cero y una densidad de probabilidad (continua) para los desplazamientos que no son cero, los autores definen cero desplazamientos a desplazamientos menores a 1 cm. Al hacer este supuesto, estos dos diferentes tipos de desplazamientos se trataron por separado en el análisis de regresión.

El método consta de dos cálculos discretos: (1) probabilidad de desplazamiento cero $P(\delta=0)$ y (2) cantidad probable de desplazamiento distinto de cero (δ). La probabilidad de desplazamiento cero se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$P(\delta = 0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22 \ln(k_y) - 0.484T_s \ln(k_y) + 3.52 \ln(S_a(1.5T_s)))$$

Dónde:

- k_y : Aceleración de fluencia (en g)
- $S_a(1.5T_s)$: aceleración espectral del movimiento sísmico en el periodo fundamental degradado de la masa deslizante (en g)
- T_s : periodo fundamental de la masa deslizante (en s)
- $P(\delta = 0)$: probabilidad de desplazamiento cero (en decimal)
- Φ : distribución acumulada de variable normal estándar ($\mu = 0$ y $\sigma = 1$)

Para el desplazamiento distinto de cero, el análisis de regresión arrojó las siguientes expresiones que son dependientes del periodo fundamental de la masa deslizante. Para el caso de masas deslizantes flexibles ($T_s=0.05$ a $2s$):

$$\ln(\delta) = -1.10 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) \\ + 3.04(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 1.5T_s + 0.278(M_w - 7) \\ \pm S\sigma_{\ln\delta}$$

Para el caso de masas deslizantes casi rígidas ($T_s < 0.05s$):

$$\ln(\delta) = -0.22 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) \\ + 3.04(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 1.5T_s + 0.278(M_w - 7) \\ \pm S\sigma_{\ln\delta}$$

Dónde:

- M_w : Magnitud momento del movimiento sísmico
- δ : Desplazamiento permanente (en cm)
- $\sigma_{\ln\delta}$: Desviación estándar del logaritmo natural de la predicción del desplazamiento
- S : Variable normal estandarizada (con $\mu = 0$ y $\sigma = 1$)
- $S_a(1.5T_s)$: Aceleración espectral del movimiento sísmico en el periodo fundamental degradado de la masa deslizante (en g)
- T_s : Periodo fundamental de la masa deslizante (en s)
- k_y : Aceleración de fluencia (en g)

Para calcular el periodo fundamental de la masa deslizante (T_s) se utiliza la ecuación $T_n = \frac{4H}{V_{s\text{ avg}}}$ para una falla del tipo trapezoidal o $T_n = \frac{2.6H}{V_{s\text{ avg}}}$ para una falla del tipo rectangular; donde $V_{s\text{ avg}} = \frac{\sum_i(V_s)d_i}{H}$.

Bray y Travarasrou (2007) reporta un valor de 0.66 para $\sigma_{\ln\delta}$, este término puede ser usado para obtener la predicción del desplazamiento con diferentes probabilidades de excedencia. Los autores no especifican el rango de la aceleración de fluencia sobre las que su método es válido, sin embargo deduciendo el rango de valores considerados para su desarrollo, se asume que la ecuación es aplicable para valores de k_y que van desde 0.02g a 0.4g.

5.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS EN PILAS DE LIXIVIACIÓN

Los criterios de desplazamientos en sistemas conformados por geosintéticos (geomembrana) fueron generalmente desarrollados para "landfills", los cuales son estructuras similares a las pilas de lixiviación.

Kavazanjian et al (2012) recomienda como criterio de diseño un desplazamiento

permanente inducido por sismo de 15 cm a 30 cm con un criterio más riguroso de 15 cm típicamente empleado en California. Sin embargo este desplazamiento no debe considerarse como desplazamiento real sino como un índice de desempeño.

En el Perú no hay una norma que especifique la magnitud de los desplazamientos para el revestimiento de una pila, por lo cual se utiliza las recomendaciones de los especialistas y se considera un desplazamiento promedio de 15cm para la etapa de operación y 50 cm para la condición de cierre. El criterio riguroso en la etapa de operación se justifica por que durante este periodo la pila presenta solución cianurada que en una falla podría provocar un impacto ambiental significativo, sin embargo en la etapa de cierre se deja de regar la pila y se realiza un lavado del material para extraer los remanentes.

5.4 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES

El cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo, fueron realizados en la sección más crítica con el menor factor de seguridad obtenido del análisis de equilibrio límite (Sección 4-4'). El cálculo se realizó con los registros sísmicos estimados en la interfase y en la corona de la pila.

5.4.1 Cálculo de desplazamientos - método de Newmark, Houston (1987)

Los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante este método fue determinado mediante el programa D-MOD2000 (Matasovic, 1993), el cual tiene incorporado una rutina para el cálculo de desplazamientos mediante la doble integración de la aceleración. El cálculo fue realizado con el registro tiempo historia determinado en la base del bloque deslizante (zona de interfase), mediante el análisis de respuesta sísmica (presentado en el ítem 4.5), determinado para cada perfil 1D analizado y considerando las recomendaciones de Houston (1978). Los desplazamientos fueron determinados para los valores positivos y negativos del registro tiempo historia de aceleración y para las condiciones de operación y cierre de la pila, considerando un periodo de retomo del terremoto de diseño de 100 y 475 años respectivamente.

En la Figura 5.9 se presenta la variación de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo para las dos condiciones analizadas, en esta figura se puede observar que el perfil de mayor altura de apilamiento (Perfil III) presenta

menor desplazamiento que el perfil de menor altura (Perfil I). Asimismo, se observa que los desplazamientos a partir de los 60 segundos de ocurrido el movimiento sísmico es constante. En la Tabla 5.2 se presenta la magnitud de los desplazamientos estimados para los tres perfiles analizados.

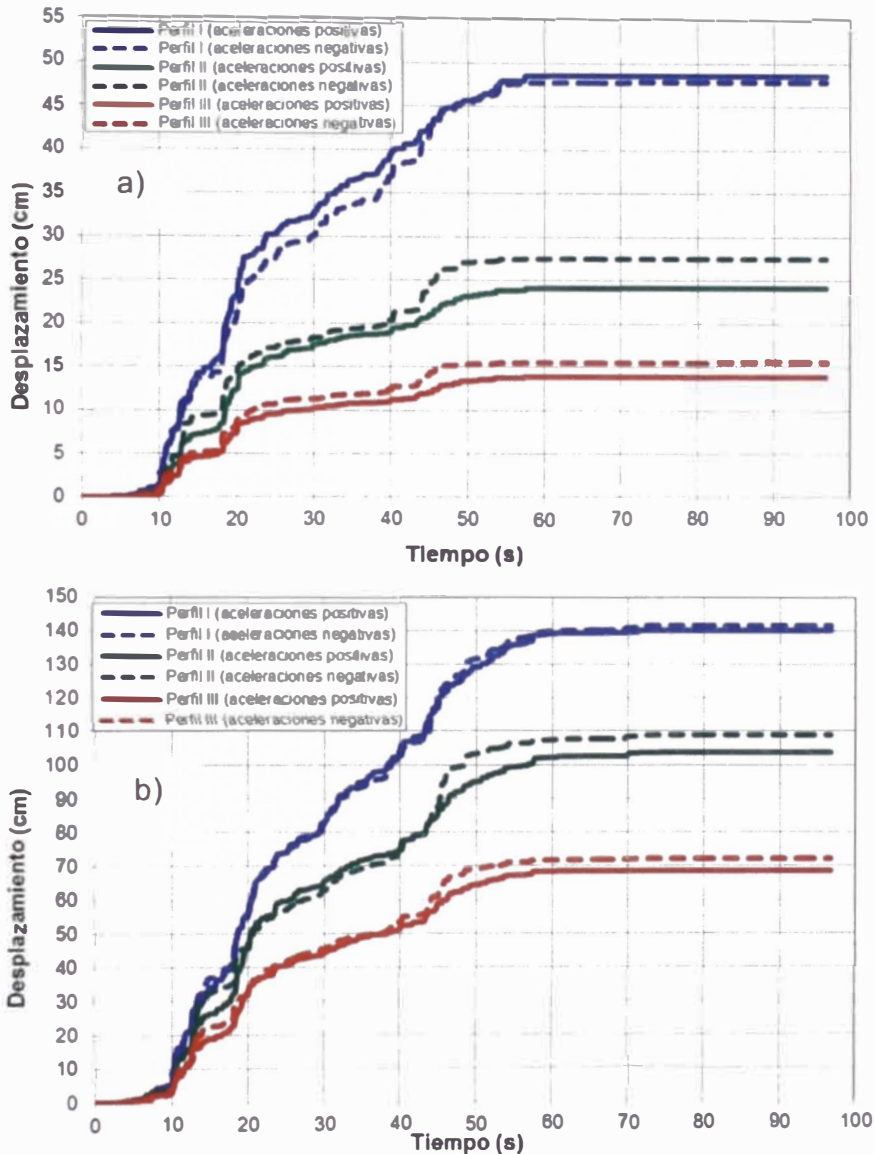


Figura 5.9: Variación de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo por el método de Newmark, modificado por Houston (1987), (a) periodo de operación y (b) cierre de la pila

Tabla 5.2: Cálculo de desplazamientos permanentes por el método de Newmark, modificado Houston (1987)

Condición de análisis	Desplazamientos (cm)			
	Perfil I	Perfil II	Perfil III	Promedio
Operación de la pila (Tr=100años)	48.20	14.67	25.78	29.55
Cierre de la pila (Tr=475años)	140.87	70.35	106.29	105.84

5.4.2 Cálculo de desplazamientos - método de Makdisi y Seed (1978)

Los desplazamientos permanentes mediante el método de Makdisi y Seed (1978) fue determinado a partir de los resultados del análisis de amplificación sísmica y mediante los gráficos desarrollados por los autores. La aceleración en la cresta (PGA_{crest}) de la pila de lixiviación analizada fue considerada del análisis de respuesta sísmica con el fin de disminuir la incertidumbre en el cálculo de este valor (si no se cuenta con un análisis de respuesta se utiliza la Figura 5.6); se consideró un valor promedio del PGA de los tres perfiles 1D, estimados para la condición de operación y abandono de la pila. Asimismo, la magnitud del movimiento sísmico fue determinado del estudio de peligro sísmico (presentado en el ítem 2.5). Se consideró una magnitud (M_w) de 6.5 y 7.5, para la condición de operación y cierre de la pila respectivamente.

En la Tabla 5.3 se presenta la magnitud de los desplazamientos determinados, en la pila de lixiviación, por el método de Makdisi y Seed (1978) utilizando las gráficas promedios propuestos por los autores. Estos desplazamientos corresponden al desplazamiento a lo largo de todo el bloque deslizante.

Tabla 5.3: Cálculo de desplazamientos permanentes - Makdisi y Seed (1978)

Condición de análisis	y/H	k_y	PGA_{crest}	$k_{max}/PGA_{crest}/g$	k_{max}	k_y/k_{max}	U (cm)
Operación de la pila ($Tr=100$ años)	1	0.043	0.34	0.30	0.10	0.42	22
Cierre de la pila ($Tr=475$ años)	1	0,043	0.54	0.30	0.16	0.27	115

Notas:

(y/H) : relación de profundidad del bloque deslizante

(k_{max}) : aceleración del bloque deslizante

$(k_{max}/PGA_{crest}/g)$: relación de aceleraciones

aceleraciones

(PGA_{crest}) : aceleración pico en la cresta del bloque deslizante

(k_y) : aceleración de fluencia

(U) : desplazamiento

(k_y/k_{max}) : relación de

5.4.3 Cálculo de desplazamientos - método de Bray y Travararou (2007)

Para realizar este análisis se tomó en consideración las recomendaciones de los autores, primero se determinó la aceleración de fluencia, se definió la geometría y las características sísmicas del bloque deslizante (altura promedio $[H]$, periodo fundamental $[T_0]$ y velocidad de ondas de corte, $[Vs]$) y posteriormente se determinó los desplazamientos a partir de las ecuaciones propuestas por Bray y Travararou (2007), los cuales fueron implementados en un hoja Excel.

Para los calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo se consideró el espectro de respuesta de la señal sísmica en la zona de la interfase que representa el movimiento en la base del bloque deslizante, el espectro de respuesta considerado corresponde al espectro promedio de los tres perfiles 1D analizados en el capítulo IV, el cual se presenta en la Figura 5.10. En esta figura se graficó el espectro del movimiento de entrada (sismo ajustado espectralmente), en la cual se puede observar que la aceleración espectral utilizada para el cálculo de los desplazamientos permanentes por el método de Bray y Travasarou (2007) ha sufrido una amplificación en 1.4 veces.

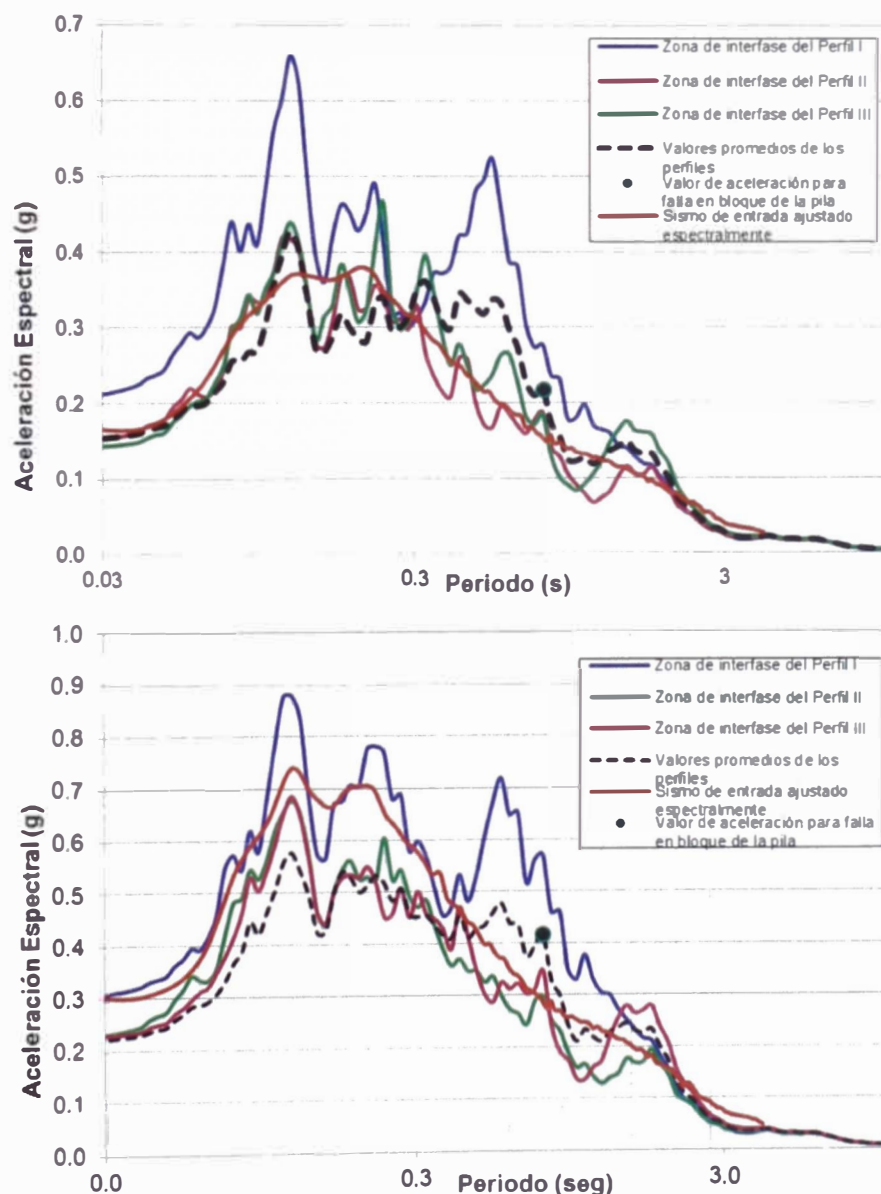


Figura 5.10: Aceleraciones espectrales en la zona de interfase considerada para el cálculo de desplazamientos por el método de Bray y Travasarou (2007), a) condición de operación y b) cierre de la pila

En la Tabla 5.4 se presenta la magnitud de los desplazamientos determinados por el método de Bray y Travararou (2007) para la condición de operación y cierre de la pila, en esta tabla se observa los desplazamientos promedios y los valores máximos y mínimos del bloque deslizante. En el Anexo II se presenta el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo.

Tabla 5.4: Cálculo de desplazamientos permanentes - Bray y Travararou (2007)

Condición de análisis	k_y (g)	H (m)	V_s (m/s)	T_o (s)	T_s (s)	S_a (g)	U_y (cm)
Operación de la pila (Tr=100 años)	0.043	90	450	0.52	0.78	0.22	7.3-29.2
Cierre de la pila (Tr=475 años)	0,043	90	450	0.52	0.78	0.42	31.8-127.0

Notas:

(H): altura del bloque deslizante

(T_o): periodo fundamental del bloque deslizante

(k_y): aceleración de fluencia

(T_s): periodo degradado del bloque deslizante

(V_s): velocidad de ondas de corte promedio en los primeros 30m

(U_y): Rango de desplazamiento permanente

5.5 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 5.5 se presenta los desplazamientos permanentes inducidos por sismo en la pila de lixiviación analizada mediante los tres métodos de cálculo, en dicha tabla se puede observar que el desplazamiento promedio estimado por el método de doble integración de Houston (1987) para la etapa de operación es similar al desplazamiento estimado por el método de Bray y Travararou (2007) considerando el límite superior del método; mientras que el desplazamiento máximo calculado por el método de Makdisi y Seed (1978) es 25% menor; mientras que para condición de abandono de la pila el desplazamiento máximo estimado por el método simplificado de Bray y Travararou (2007) es mayor en 9% y 16% a los desplazamientos estimados por el método simplificado de Makdisi y Seed (1978) y de doble integración de Houston (1987) respectivamente.

Debido a la facilidad de cálculo y a los resultados obtenidos en esta investigación, el método simplificado de Bray y Travararou es el más adecuado para determinar los desplazamientos permanentes inducidos por sismo presentando valores similares y por encima del método de doble integración. El método de Makdisi y Seed es muy antiguo y se recomienda utilizar sólo con fines comparativos

Tabla 5.5: Desplazamientos permanentes

Condición de análisis	Desplazamiento permanente (cm)		
	Makdisi y Seed (1978)	Newmark modificado por Houston (1987)	Bray y Travararou (2007)
Operación de la pila (Tr=100 años)	22.0	29.55	7.3-29.2
Cierre de la pila (Tr=475 años)	115.0	105.84	31.8-127.0

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

1. El diseño de una pila de lixiviación, debido a sus características y su funcionalidad se rige bajo normas y estándares internacionales y por lo general es realizado considerando una altura de banco y un ancho de banqueta que garantice su estabilidad durante todo el proceso de operación y cierre, la cual está condicionada por la resistencia al corte de la interfase debido a que es menor a la resistencia de los otros materiales que conforman la pila como el mineral y el suelo de cimentación. Un colapso de esta instalación podría generar grandes pérdidas económicas a la mina y un impacto ambiental considerable, por lo cual es fundamental realizar un análisis geotécnico a detalle.
2. Por lo general el análisis de estabilidad se realiza con el método de equilibrio límite, para condiciones estáticas y pseudoestáticas basado sólo en el criterio del FS. Otro criterio más realista y riguroso consiste en evaluar la servicialidad de la estructura mediante el cálculo de la magnitud de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo dado que permiten anticipar potenciales problemas de estabilidad de un talud.
3. La pila de lixiviación se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad, donde en el pasado ha ocurrido sismos de intensidades entre VII y VIII (Alva, et al 1984). La ocurrencia de un evento sísmico en esta zona podría producir daños considerables en la pila de lixiviación.
4. La pila de lixiviación en estudio, en términos generales se caracteriza por presentar cuatro Fases, denominadas 1, 2, 3 y 4, las Fases 1 y 2 se encuentran en operación, la Fase 3 en construcción y finalmente la Fase 4 en diseño. Las fases son cargadas unas sobre otras generando una estructura global de gran envergadura, con una altura máxima aproximada de 140 m. Otra característica de la pila es que su cimentación está conformada por un estrato de suelo residual con presencia de materiales finos de 20 m a 40 m de espesor que frente a un movimiento sísmico de gran magnitud pueden generar una amplificación de las aceleraciones provocando grandes daños en el sistema de revestimiento de la pila.

5. De acuerdo a la revisión del estudio de peligro sísmico específico para la zona de estudio y otros estudios cercanos (14 km a 24 km de distancia del sitio) reportan que la aceleración máxima para un periodo de retorno del terremoto de diseño de 100 y 475 años varía de 0.14g a 0.16g y de 0.28g a 0.32g respectivamente para roca fracturada (según IBC, tipo B); y el par magnitud-distancia que más contribuye al cálculo de la demanda sísmica (aceleración) para un periodo de retomo de 475 años varía de 6.8 a 7.5Mw y de 80 km a 130 km. La variación de estos resultados están asociadas a las diferentes leyes de atenuación, a la distancia de las fuentes al sitio de interés y a los parámetros sismológicos utilizadas en su cálculo.
6. Se definieron dos condiciones de análisis: (1) condición de operación y (2) condición de cierre. Para la condición de operación se consideró un periodo de retomo del terremoto de diseño de 475 años, equivalente a una vida útil de la estructura de 50 años y para la condición de operación se consideró un periodo de retomo del terremoto de diseño de 100 años, equivalente a una vida útil de 10 años.
7. El espectro de peligro uniforme definido para el análisis de respuesta sísmica de la pila de lixiviación corresponde al espectro promedio entre el espectro específico de la zona de estudio y el espectro obtenido a una distancia de 14 km del sitio. Para la condición de cierre presenta un PGA promedio de 0.30g y para la condición de operación, se decidió utilizar el mismo espectro promediado, escalado al valor del PGA (0.15g).
8. En base a la metodología de ajuste espectral por fragmentos de ondas, se realizó el ajuste espectral del registro sísmico histórico compatible al espectro uniforme para ambas condiciones. El registro utilizado corresponde al sismo del 03 de octubre de 1974 (componente E-W). El ajuste espectral de la señal sísmica fue realizado en dos fases para ajustar espectralmente las frecuencias altas y bajas respectivamente. Todos los cálculos fueron realizados utilizando el programa SeismoMatch V2.1.
9. Los perfiles de velocidades de ondas de corte resultados de los ensayos MASW proporcionaron información de las características dinámicas de los suelos para una profundidad de 25 m a 30 m, mientras que con los ensayos MAM se alcanzaron profundidades máximas de 100 m.
10. Mediante la interpretación de todos los ensayos MASW y MAM y las

investigaciones directas recopiladas (perforaciones) se definió el modelo geotécnico 2D y tres perfiles sísmicos 1D, estimando espesores de los estratos y sus propiedades estáticas (resistencia al corte) y dinámicas (velocidad de ondas de corte). Para los perfiles 1D con una profundidad mayor a la profundidad alcanzada con los ensayos MAM se realizó una extrapolación de los valores, teniendo en cuenta la curva de tendencia de los resultados.

11. El análisis de estabilidad de taludes de la pila de lixiviación se realizó por el método de equilibrio límite definido por Spencer para el cálculo del FS. Las propiedades de resistencia al corte para cada uno de los materiales fueron definidas en base a ensayos de laboratorio, la zona de interfase se modeló con una resistencia no lineal, mientras que para los otros materiales se consideró el modelo clásico de Mohr-Coulomb. Los análisis fueron realizados en cinco secciones 2D, de los cuales una sección presenta un FS por debajo del valor recomendado en los criterios de análisis para la condición de operación y cierre, por lo tanto para estimar la magnitud de los desplazamientos que se generarán en el revestimiento de la pila se decidió realizar el análisis de respuesta sísmica y posteriormente calcular sus desplazamientos. Las secciones que presentan FS por encima de 1.3 y por debajo de 1.5 pueden ser admisibles siempre y cuando para la etapa de cierre se establezca la pila hasta alcanzar un FS mínimo de 1.5.
12. Para el análisis de respuesta sísmica se definieron tres perfiles 1D, denominados Perfil I, Perfil II y Perfil III. El perfil I se caracteriza por presentar un espesor de 8.0 m de mineral con V_s de 135 m/s a 245 m/s, una capa de 1.0 m de suelo equivalente que representa la zona de interfase con V_s de 150 m/s y 25 m de espesor de suelo residual con V_s de 280 m/s a 405 m/s. El perfil II se caracteriza por presentar un espesor de 90 m de mineral con V_s de 140 m/s a 490 m/s, una capa de 1.0 m de suelo equivalente que representa la zona de interfase con V_s de 2000 m/s y 41 m de espesor de suelo residual con V_s de 510 m/s a 620 m/s. Finalmente el perfil III se caracteriza por presentar un espesor de 120 m de mineral con V_s de 135 m/s a 550 m/s, una capa de 1.0 m de suelo equivalente que representa la zona de interfase con V_s de 2400 m/s y 30 m de espesor de suelo residual con V_s de 560 m/s a 650 m/s.

13. El análisis de respuesta sísmica de los perfiles 1D fue determinado considerando las curvas dinámicas existentes en la literatura, en base a las características de los materiales. Para el mineral se consideró las curvas dinámicas de Menq (2003), para el suelo residual se consideró las curvas dinámicas de Darendeli (2001) y finalmente la interfase se modeló con las recomendaciones de Yegian et al (1998).
14. En base a las características sísmicas de los perfiles y las curvas dinámicas seleccionadas para cada material, se determinó la respuesta sísmica de cada perfil 1D. Los análisis fueron realizados en el programa DEEPSOIL V5.1, el cual tiene incorporado el modelo lineal equivalente. De los cálculos se presentan las siguientes conclusiones:
 - En el Perfil I, tanto para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de-amplifica la aceleración en un valor promedio de 1.5 veces, en periodos cortos de 0.1 s a 0.3 s, mientras que para periodos por encima de 0.3 s, la aceleración es amplificada con factor de amplificación de 2 a 2.5. Por encima de la interfase, la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.0 g y 1.5 g para la condición de operación y cierre de la pila.
 - En el Perfil II, para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de-amplifica la aceleración en un valor promedio de 1.5 veces en todos los periodos. Por encima de la interfase la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.2 g y 1.6 g, para la condición de operación y cierre de la pila.
 - En el Perfil III, para la condición de operación y cierre de la pila, la interfase de-amplifica ligeramente la aceleración casi en todos los periodos de interés y se observa que por encima de 1.2 s la señal es ligeramente amplificada. Por encima de la interfase la aceleración es amplificada para todos los periodos alcanzando un valor de aceleración de 1.2 g y 1.8 g para la condición de operación y cierre.
15. De acuerdo a la interpretación de los resultados de la respuesta sísmica de los perfiles 1D se concluye que para perfiles pequeños (8.0 m de altura), el sistema de revestimiento de-amplifica las aceleraciones para periodos

cortos y amplifica significativamente para periodos largos, el contenido de frecuencias es modificado en gran medida alcanzando un periodo fundamental de hasta 0.5 s (periodo fundamental de la señal de entrada 0.2 s). Para perfiles grandes del orden de 90 m a 120 m de altura, la presencia del sistema de revestimiento de-amplifica las aceleraciones casi en todos sus periodos y el contenido de frecuencias es modificado ligeramente, obteniendo un periodo fundamental de 0.3 s, el cual es más notorio a medida que se incrementa la magnitud del sismo. El resultado del análisis de respuesta sísmica es consistente con lo indicado por Kavazanjian et al (2011) quien identificó que la presencia de la interfase en una pila de lixiviación de-amplifica la señal sísmica casi en todos los periodos.

16. Se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante los métodos más utilizados en el estado de la práctica, el cálculo fue realizado con los métodos simplificados de Makdisi y Seed (1978) y Bray y Travasarou (2007) y por el método de doble integración implementado por Houston et al (1987). Los desplazamientos por el método de Houston et al (1987) deben ser realizados para las aceleraciones positivas y negativas. Los desplazamientos por el método de Makdisi y Seed fueron estimados considerando el límite superior de los ábacos propuestos y los desplazamientos por el método de Bray y Travasarou (2007) fueron determinados para la media y desviación estándar de la formulación propuesta por los autores, para la condición de operación y cierre.
17. Los desplazamientos estimados por los tres métodos varían de 22 cm a 29 cm y de 105 cm a 127 cm para la condición de operación y cierre de la pila, los cuales se encuentran por debajo del valor límite para la condición de operación y por encima de la condición de cierre; por lo tanto se puede concluir que la pila es estable durante el periodo de operación y para el cierre se deberá diseñar estructuras complementarias para estabilizar la estructura, diseñando un sistema de contrafuerte en el pie de la pila o tendiendo los taludes.

6.2 RECOMENDACIONES

1. Realizar mayor cantidad de ensayos geofísicos para caracterizar a mayor detalle los perfiles 1D que permita realizar un ensayo de respuesta sísmica con mayor precisión.
2. Para disminuir las incertidumbres en las propiedades dinámicas de los materiales utilizados en el análisis de respuesta sísmica de la pila de lixiviación, se recomienda realizar ensayos triaxiales cíclicos y de columna resonante en el mineral y en el suelo residual y ensayos cíclicos en mesa vibradora para determinar los parámetros dinámicos de la interfase (suelo de baja permeabilidad y geomembrana).
3. Con el fin de mejorar el análisis de respuesta sísmica realizado en esta investigación se recomienda utilizar para el análisis de respuesta un modelo no lineal 1D o un modelo 2D por la técnica de elementos finitos, los cuales permitirán determinar los esfuerzos y las deformaciones a diferentes alturas de la pila de lixiviación pero principalmente en la zona de menor resistencia al corte (zona más débil), denominada interfase.
4. Para estabilizar la pila de lixiviación en el cierre de la misma, se recomienda configurar un sistema de contrafuerte en el pie de la pila con el fin de romper la continuidad de la falla. Otra alternativa para estabilizar la pila a largo plazo es disminuir el talud global de apilamiento, el cual demandaría costos significativos de movimiento de tierra y un diseño adicional para apilar el material extraído de la pila.

BIBLIOGRAFÍA

1. Abrahamson, N.A. "Non-stationary Spectral Matching", *Seismological Research Letters*, 63(1), 30, 1992.
2. Abrahamson, N.A. "Seismic Hazard Assessment: Problems with Current Practice and Future Developments", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2006.
3. Abramson, L.W. "Slope Stability Concepts. Slope Stabilization and Stabilization Methods", Second Edition, published by John Wiley & Sons, Inc., pp. 329-461, 2002.
4. Ale, J.D., et al. "Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación", *Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Argentina, 2010.
5. Alva, J., et al. "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", *V Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Tacna, Perú, 1984.
6. Arias, A. "A measure of earthquake intensity", *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, R. J. Hansen, ed., MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 438-483, 1970.
7. Assimaki, D., et al. "Model for Dynamic Shear Modulus and Damping for Granular Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 859-869, 2000.
8. Attik, L.A. y Abrahamson N.A. "An Improved Method for Non-Stationary Spectral Matching", *MEERI*, 2009.
9. Baker, J. "An Introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis", 2008.
10. Beyer, K. y Bommer, J. J. "Selection and scaling of Real Accelerograms for Bi-directional Loading: A Review of Current Practice and Code Provisions", *Journal of earthquake Engineering* 11, 13-45, 2007.
11. Bommer, J.J. "Challenges of Building Logic Trees for Probabilistic Seismic Hazard Analysis", *Earthquake Spectra*, 2012, Vol: 28, Pages: 1723-1735, ISSN: 8755-2930, 2012.
12. Bray J. y Travararou, T. "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 133(4), pp. 381-392, 2007.
13. Breitenbach, A.J. "Heap Leach Pad Design and Construction Practices in the 21st Century", *Vector*, Colorado, 2000.

14. Breitenbach, A.J. y Thiel, R.S. "A Tale of two Conditions: Heap Leach Pad versus Landfill Liner Strengths", Proceedings of the 19th Annual GRI Conference, presented at the NAGS 2005/GRI 19 Conference, USA, 2005.
15. Breitenbach, A.J. "Good, Bad & Ugly Lessons Learned in the Design and Construction of Heap Leach Pad", Heap Leach Conference, Canada, 2013.
16. Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). "Generación de Acelerogramas Sintéticos para la Costa del Perú", Lima, Perú, 2013.
17. Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). <http://www.cismid-uni.org/item/100-base-de-datos-de-la-red-de-acelerografos-de-cismid>
18. Cesar, C., et al. "Heap Leach Pad Design in Very Aggressive Terrain", Heap Leach Conference, Lima, 2014.
19. Darendeli, M.B. "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves", (Ph. D. Dissertation). University of Texas at Austin, Austin, Texas, 2001.
20. DGS-CDA. "Dam Safety Guidelines - Canadian Dam Association", 2007.
21. Duncan, J.M. "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes", Journal of geotechnical engineering, 122: 577-596, ASCE, 1996.
22. Duncan, J.M. y Wright, S.G. "Soil strength and Slope Stability", Hoboken, New Jersey, John Wiley, 2005.
23. Earthquake Engineering Research Institute. "Reducing Earthquake Hazards: Lessons Learned from the 1985 Mexico Earthquake", Oakland, CA: EERI, 1989.
24. Grant. D.N., et al. "Seed Record Selection for Spectral Matching with Rspmatch2005", the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12-17, Beijing, China, 2008.
25. Guía ambiental para Proyectos de Lixiviación. Ministerio de Energía y Minas, Gobierno Peruano, Lima, Perú.
26. Hancock, J., et al. "An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion Using Wavelets", J. of Earthquake Eng., 10 (Special Issue 1), 67-89, 2006.
27. Haselton, C. B., et al. "Evaluation of Ground Motion Selection and Modification Methods: Predicting Median Understory Drift Response of

- Buildings”, Technical Report, Report 2009/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2009.
28. Hashash, Y.M.A., et al. “Recent Advances in Non-linear Site Response Analysis”, Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. OSP 4, 2010.
 29. Hashash, Y.M.A. “DEEPOIL V5.1.7 - User Manual and Tutorial”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2014.
 30. Houston, S.L., et al. “Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements”, Microcomputers in Civil Engineering, pp. 207-222, 1987.
 31. Ishibashi, I. y Zhang, X. “Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay”, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp.182-191, 1993.
 32. Kappes, D.W. “Precious Metal Heap Leach Design and Practice, Mineral Processing Plant Design, Practice and Control Proceedings”, Colorado, USA, 2003.
 33. Katsanos, E.I. “Selection of Earthquake Ground Motion Records: A state-of-the-art review from a Structural Engineering Perspective”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 157–169, 2010.
 34. Kavazanjian E.JR., et al. “Seismic Analysis Heap Leach Pad Liner Systems”, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Chile, 2011.
 35. Kavazanjian, E.JR. y Matasovic, N. “Seismic Analysis of Solid Waste Landfills”, Geoenvironmental 2000. ASCE Geotechnical Special Publication No. 46. Volumen 2, pp. 1066-1080, New York, 1995.
 36. Kavazanjian E.JR., et al. “Performance Based Design for Seismic Design of Geosynthetics-Lined Waste Containment Systems”, Second International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. Italia, 2012.
 37. Kramer, S. L. “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 1996.
 38. Lilhanand, K. y Tseng, W.S. “Development and Application of Realistic Earthquake Time Histories Compatible with Multiple Damping Response Spectra”, Ninth World Conf. Earth. Engin. Vol 2, 819-824, 1988.

39. Ludeña, L. "Influencia de Bermas o Canales en la Estabilidad de Pilas de Lixiviación", Tesis de Grado, Lima, Perú, 2013.
40. Lupo, J.F. "Heap Leach Facility Liner Design", Golder Associates, Colorado, USA, 2002.
41. Lupo, J.F., et al. "Solution Collection Design Issues on Large Heap Facilities", Tailings and Mine Waste Conference 03, Vail, Colorado, 2003.
42. Matasovic, N., et al. "Newmark Deformation Analysis with Degrading Yield Acceleration", Proceedings of Geosynthetics, IFAI, Vol. 2, USA, 1997.
43. Matasovic, N. "D-MOD2000 - A Computer Program for Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits Earth fill Dams and Solid Waste Landfills". User's Manual GeoMotions, Washington, 1993.
44. Makdisi, F.I. y Seed, H.B. "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments", Report No. UCB/EERC-77/19, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, 1978.
45. McNab, B. "Exploring HPGR Technology For Heap Leaching of Fresh Rock Gold Ores", IIR Crushing & Grinding Conference, Australia, 2006.
46. Menq, F.Y. "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils", (Ph. D. dissertation), University of Texas at Austin, Austin, Texas, 2003.
47. Muhtadi, O.A. "Heap Construction and Solution Application", USA, 1988.
48. Murphy, P. "Evaluation of Analytical Procedures for Estimating Seismically Induced Permanent Deformations in Slopes", Ph.D. Thesis, Drexel University, 2010.
49. Newmark, N.M. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, 15(2), 139-160, 1965.
50. Ordóñez, G.A. "User's Manual for RspMatchEDT: A Pre-Processor and Post-Processor for RspMatch 2005 & RspMatch2009", 2011.
51. Park, D. y Hashash, Y.M.A. "Rate-Dependent Soil Behavior in Seismic Site Response Analysis", Canadian Geotechnical Journal, 2008.
52. Parra, D., et al. "Analysis of Shear Strength Non-Linear Envelopes of Soil-Geomembrane Interface and its Influence in the Heap Leach Pad Stability". Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Geo Americas, Lima, 2012.

53. Perri, J.P. y Pestana, J.M. "Use of the Short-Time-Response-Spectrum for Selection of Spectrally Matched Ground Motions", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, (2007).
54. Rocscience, Inc. "Slide v 6.0 - 2-D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis", Toronto, 2010, (www.rocscience.com).
55. Rollins, K.M., et al. "Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124 (5), 396-405, 1998.
56. Schnabel, P.B. "Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motions", Ph.D. Thesis, University of Calif., Berkeley, 1973.
57. Seed, H.B. y Idriss, I.M. "Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes", ASCE J Soil Mech Found Div, 95, 99-137, 1969.
58. Seed, H.B. y Idriss, I.M. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center. Uni. Calif. Berkeley, 1970.
59. Seed, H., et al. "Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soil", J. of Geotech. L. Engr., ASCE, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016- 103, 1986.
60. SEISMOSOFT. "User's Manual for SeismoMatch Version 2.1", Earthquake Engineering Software Solutions, 2013.
61. Smith M.E y Zhao, A. "Drainage net for Improved Service and Cost Reduction in Heap Leaching", published in GFR Engineering Solutions magazine, Nevada, USA, 2004.
62. Spencer, E. "A method for Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces", Geotechnique, 17(1): 11-26, 1967.
63. Stokoe, K. H., et al. "Development of a new Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves", Proc., NSF/PEER Int. Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response, Univ. of California at Berkeley, 2004.
64. Sugito, S., et al. "Frequency Dependent Equi-Linearized Technique for Seismic Response Analysis of Multi-Layered Ground", Jour. of Geotechnical Engineering, Proc. of JSCE, No.493, pp. 49-58, Japon, 1994.
65. Thiel, R. y Smith M.E. "State of the Practice Review of Heap Leach Pad Design Issues", Bi annual Meeting Geosynthetic Research Institute, Nevada, USA, 2003.

66. USACOE. "US Army Corps of Engineering Slope Stability", 2003.
67. Van, Zyl. D.J.A., et al. "Introduction to evaluation Design and operation of precious Metal Heap Leaching", Society of Mining Engineers, Colorado, USA, 1988.
68. Vucetic, M. y Dobry, R. "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107, 1991.
69. Vucetic, M., et al. "Damping at Small Strains in Cyclic Simple Shear Test", ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 7, pp 585-594, 1998.
70. Wartman, J., et al. "Inclined Plane Studies of the Newmark Sliding Block Procedure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(8), 673-684, 2003.
71. Watson-Lamprey, J.A. y Abrahamson, N.A. "Selection of Ground Motion Time Series and Limits on Scaling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 477-482, 2006.
72. Yegian, M.K., et al. "Dynamic Response Analysis Procedure for Landfills with Geosynthetic Liners", J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998.
73. Yegian, M.K. y Kadakal, U. "Geosynthetic Interface Behavior under Dynamic Loading", J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998.
74. Yegian, M.K. y Harb, J.N. "Dynamic Response of Geosynthetic Interfaces", Tech. Rep. N°. CEE-96-01, Dept. of Civ, and Envir. Engrg. Boston, 1996.
75. Zambak, C. "Heap Leach Technique in Mining", by Euromines-The European Association of Mining Industries, Metal Ores & Industrial Minerals, 2012.