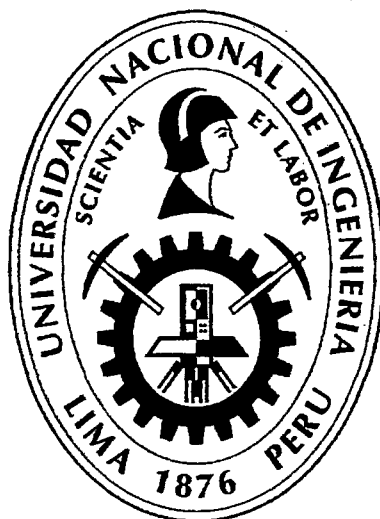


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD  
DE PILAS DE LIXIVIACIÓN**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ**

**Lima – Perú**

**2014**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mi familia.

A la Universidad Nacional de  
Ingeniería.

A todas las personas que me  
apoyaron para sacar adelante esta  
investigación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Mis agradecimientos al Instituto de Investigación UNI- FIC, al Dr. Víctor Sánchez, a la Sra. Elena Muñoz, y al promotor de esta investigación, al Dr. Teófilo Vargas, por su gran visión y perspectiva sobre la educación universitaria, sobre la investigación, por fomentar los convenios con las empresas para la realización de tesis de grado como fue mi caso en la empresa Ausenco Vector.

Agradecer a la empresa anteriormente mencionada por darme la oportunidad de participar inicialmente como practicante y tener acceso a la información necesaria para la realización de esta investigación. Al Ing. Pedro Mendoza, al Ing. Martin Rodríguez , por el apoyo y las facilidades de información.

Por supuesto al Ing. Denys Parra por su orientación durante todo el proceso de desarrollo de la tesis mediante su amplia experiencia y conocimiento en la ingeniería geotécnica en todos los aspectos.

Finalmente, pero no menos importante, mis agradecimientos a todas las personas que me apoyaron durante el proceso de la investigación, a mis compañeros de trabajo, compañeros de universidad y mi familia por su apoyo constante.

	Pág.
RESUMEN.....	5
LISTA DE TABLAS.....	6
LISTA DE FIGURAS.....	7
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPÍTULO I. CONCEPTOS DE PILAS DE LIXIVIACIÓN.....	13
1.1 LIXIVIACIÓN.....	13
1.2 PROCESO DE LIXIVIACIÓN.....	14
1.3 PILAS DE LIXIVIACIÓN.....	15
1.3.1 Componentes de Proceso de lixiviación.....	17
1.3.1.1 Origen del mineral.....	17
1.3.1.2 Preparación del mineral.....	17
1.3.1.3 Pads y pilas.....	18
1.3.2 Aspectos de Diseño y Construcción.....	19
1.3.2.1 Cimentación.....	19
1.3.2.2 Sistema de revestimiento del pad.....	20
1.3.2.3 Suelo de baja permeabilidad.....	22
1.3.2.4 Overliner.....	23
1.3.2.5 Sistema de tuberías.....	24
1.3.2.6 Aplicación de la solución / sistema de colección.....	25
1.3.2.7 Contención de la solución.....	26
1.3.2.8 Recuperación del metal.....	26
1.3.2.9 Poza de solución barren.....	27
1.3.3 Estabilidad de una pila de lixiviación.....	27
1.3.3.1 Estabilidad estática y sísmica.....	29
1.3.3.2 Erosión.....	30
1.3.3.3 Uso de bermas y/o canales en la interfase de material permeable.....	31
1.3.4 Propiedades de los materiales.....	32
1.3.4.1 Propiedades del mineral.....	32
1.3.4.2 Propiedades del sistema de revestimiento.....	33
1.3.5 Métodos para mejorar la estabilidad.....	33

<b>CAPÍTULO II. MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EQUILIBRIO LÍMITE.....</b>	<b>35</b>
2.1 RESEÑA HISTÓRICA.....	35
2.2 MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	36
2.2.1 Mecanismos de falla .....	38
2.2.1.1 <i>Efecto del agua</i> .....	41
2.2.1.2 <i>Vibraciones y sismos</i> .....	42
2.3 PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	43
2.3.1 Análisis del talud infinito.....	46
2.3.2 Método de las dovelas .....	47
2.3.2.1 <i>Método de Fellenius</i> .....	51
2.3.2.2 <i>Método de Bishop simplificado</i> .....	53
2.3.2.3 <i>Método de Janbu simplificado</i> .....	54
2.3.2.4 <i>Método de Spencer</i> .....	55
2.3.2.5 <i>Método de Morgenstem y Price</i> .....	58
2.3.2.6 <i>Método de Sarma</i> .....	59
<b>CAPÍTULO III. ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A GEOTECNIA Y AL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>61</b>
3.1 INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	61
3.1.1 Procedimiento básico del método de elementos finitos .....	62
3.1.2 Idealización de un medio continuo .....	63
3.1.3 Funciones de interpolación .....	63
3.2 CONSIDERACIONES TEÓRICAS.....	63
3.2.1 Requerimiento para la solución general .....	63
3.2.2 Equilibrio .....	64
3.2.3 Compatibilidad .....	66
3.2.3.1 <i>Compatibilidad física</i> .....	66
3.2.3.2 <i>Compatibilidad matemática</i> .....	67
3.2.4 Equilibrio y condiciones de compatibilidad .....	67
3.2.5 Comportamiento constitutivo.....	67
3.3 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS.....	69
3.3.1 Análisis de esfuerzos totales.....	69
3.3.2 Cálculo de la presión de poros.....	70

<b>CAPÍTULO IV. SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS MATERIALES AL MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL.....</b>	<b>73</b>
4.1	MODELO CONSTITUTIVO ELASTO-PLÁSTICO HARDENING SOIL.. 73
4.2	RELACIONES HIPERBÓLICAS PARA ENSAYOS TRIAXIALES DRENADOS ..... 73
4.2.1	Parámetros del modelo Hardening Soil..... 76
4.2.2	Módulos de rigidez $E_{50ref}$ y $E_{oedref}$ y exponente “m” ..... 76
4.2.3	Parámetros avanzados ..... 78
4.3	CALIBRACIÓN AL MODELO HARDENING SOIL ..... 78
4.3.1	Calibración del mineral..... 80
4.3.2	Calibración del relleno estructural ..... 88
4.3.3	Suelo de baja permeabilidad..... 94
4.3.4	Cimentación..... 98
<b>CAPÍTULO V. ESTABILIZACIÓN EN PILAS DE LIXIVIACIÓN.....</b>	<b>99</b>
5.1	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA..... 101
5.2	PILA DE LIXIVIACIÓN ANALIZADA..... 102
5.2.1	Elaboración del modelo..... 104
5.2.1.1	Modelo de berma y canal ..... 104
5.2.1.2	Geometría y malla..... 105
5.2.1.3	Materiales ..... 108
5.2.2	Solución del problema..... 108
5.3	ANÁLISIS ESTÁTICO..... 111
5.3.1	Variación de la posición de las bermas y canales ..... 111
5.3.2	Variación de las dimensiones del canal..... 115
5.4	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO ..... 116
5.4.1	Variación de la posición de las bermas y canales ..... 116
5.4.2	Variación de las dimensiones del canal..... 118
5.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS..... 119
5.5.1	Resultados de los análisis sin berma ni canal ..... 119
5.5.2	Resultados de los análisis con canal..... 124
5.5.3	Comparación de los análisis por equilibrio límite y elementos finitos.. 134
<b>CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>138</b>
6.1	CONCLUSIONES..... 138
6.2	RECOMENDACIONES..... 143

---

<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>144</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>146</b>

## RESUMEN

La investigación está orientada al análisis de estabilidad de pilas de lixiviación, ampliamente utilizadas en la industria minera, mediante una nueva forma no convencional de estabilización consistente en el diseño de bermas (estructuras trapezoidales) y/o canales (depressiones) ubicadas en la interfase entre la pila de lixiviación y el suelo de cimentación. Se empleó el modelo constitutivo Hardening-Soil (HS) donde se revisaron los conceptos generales del mismo y sus parámetros, los cuales fueron separados en dos grupos: parámetros calibrados según la curva esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales consolidado – drenado (CD) y parámetros asumidos convenientemente, de acuerdo a la curva de deformación volumétrica del mismo ensayo. Los materiales calibrados fueron: mineral, relleno estructural y suelo de baja permeabilidad; seguidamente se modeló la pila de lixiviación mediante el programa de elementos finitos PLAXIS v8.2. Las variables consideradas fueron la ubicación de las estructuras de estabilización y sus dimensiones. Se analizó la estabilidad estática y pseudo-estática de la pila de lixiviación obteniéndose que el canal aumenta el factor de seguridad pseudo-estático en 4,25%, independientemente de su longitud; la profundidad del canal es el factor más influyente, con una dimensión óptima de 1,2m. Respecto a la superficie de deslizamiento, se obtuvo el volumen de mineral potencialmente movilizado, incluyendo uno y dos canales, disminuyendo dicho volumen en 33% y 60%, respectivamente. Finalmente las superficies de desplazamiento no fueron semejantes entre las obtenidas mediante equilibrio límite y elementos finitos.



## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1.	Resumen de los conceptos claves concernientes a las pilas de lixiviación.....40
Tabla 2.2.	Ecuaciones de equilibrio satisfechas por los métodos de equilibrio límite más utilizados.....50
Tabla 4.1.	Dependencia de E con el estado de esfuerzos.....85
Tabla 4.2.	Parámetros del modelo HS para el mineral .....87
Tabla 4.3.	Dependencia de E con el estado de esfuerzos.....92
Tabla 4.4.	Parámetros del modelo HS para el relleno estructural.....93
Tabla 4.5.	Resultados del ensayo de corte directo a gran escala.....95
Tabla 4.6.	Parámetros del modelo HS para el suelo de baja permeabilidad.....97
Tabla 4.7.	Parámetros de la cimentación.....98
Tabla 5.1.	Resumen de parámetros de materiales a usar en el análisis numérico .....108
Tabla 5.2.	Ubicaciones relativas de berma o canal respecto al pie del talud.....112
Tabla 5.3.	FS en las diferentes posiciones relativas e incremento en porcentaje respecto al FS inicial.....113
Tabla 5.4.	Dimensiones de las variables consideradas en el canal.....115
Tabla 5.5.	FS Obtenidos a partir de las diferentes combinaciones de las dimensiones L y H del canal - análisis estático.....116
Tabla 5.6.	FS en las diferentes posiciones relativas e incremento en porcentaje respecto al FS inicial.....117
Tabla 5.7.	Obtenidos a partir de las diferentes combinaciones de las dimensiones L y H del canal - análisis pseudo - estático.....119
Tabla 5.8.	Resumen de resultados en FS y volumen movilizado debido a la superficie de desplazamiento para un canal y dos canales.....132
Tabla 5.9.	Valores de FS con ambos métodos y en las dos diferentes condiciones (estáticas y pseudo-estáticas).....135

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1.	Proceso de Lixiviación en el siglo XVI.....13
Figura 1.2.	Esquema general de una pila de lixiviación.....16
Figura 1.3.	Sistema de revestimiento compuesto por la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad.....21
Figura 1.4.	Colocación típica de la capa del material granular (overliner).....24
Figura 1.5.	Fotografía en el interior de una tubería cargada por encima mostrando la deformación en la dirección vertical.....25
Figura 1.6.	Dimensiones estándar de la berma y canal con suelo de baja permeabilidad de espesor 0,30m.....31
Figura 1.7.	Vista de una pila de lixiviación convencional en el norte de Chile a 3 400 msnm .....34
Figura 2.1.	El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores.....38
Figura 2.2.	La saturación del perfil del suelo puede activar un deslizamiento .....42
Figura 2.3.	Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes .....45
Figura 2.4.	Diagrama de análisis, método del talud infinito.....47
Figura 2.5.	Representación de la división en dovelas de la masa del terreno potencialmente desplazado .....48
Figura 2.6.	Esquema de las fuerzas que actúan sobre una dovela. ....49
Figura 2.7.	Formulación del método de Fellenius.....51
Figura 2.8.	Formulación del método de Bishop Simplificado.....53
Figura 2.9.	Formulación del método de Spencer.....56
Figura 2.10.	Fuerzas en una dovela por el método de Spencer.....56
Figura 2.11.	Formulación del método de Morgenstern y Price.....58
Figura 2.12.	Formulación del método de Sarma.....59
Figura 3.1.	Trayectoria de flujo de agua en un tanque de arena.....64
Figura 3.2.	Trayectoria de esfuerzos transmitidos a través de una viga.....65
Figura 3.3.	Esfuerzos en un elemento típico.....66
Figura 3.4.	Modos de deformación.....67
Figura 4.1.	Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en carga primaria para ensayos triaxiales estándares.....74
Figura 4.2.	Representación de la división en dovelas de la masa del terreno potencialmente desplazado.....77

Figura 4.3.	Modelamiento de la muestra de suelo para un ensayo triaxial en una simulación numérica.....	78
Figura 4.4.	Análisis granulométrico.....	81
Figura 4.5.	Graficas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del ensayo triaxial CD.....	82
Figura 4.6.	Trayectoria de esfuerzos: $\alpha=31^\circ$ y $a=0$ kPa.....	83
Figura 4.7.	Muestras de mineral luego de haber sido ensayadas.....	83
Figura 4.8.	Curva esfuerzo-deformación de donde se obtiene E50 para cada presión de confinamiento.....	84
Figura 4.9.	Dependencia de E con el estado de esfuerzos.....	53
Figura 4.10.	Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).....	88
Figura 4.11.	Análisis granulométrico.....	89
Figura 4.12.	Graficas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del ensayo triaxial CD.....	90
Figura 4.13.	Trayectoria de esfuerzos: $\alpha=30^\circ$ y $a=11$ kPa.....	91
Figura 4.14.	Muestras de relleno estructural luego de haber sido ensayadas.....	91
Figura 4.15.	Dependencia de E con el estado de esfuerzos.....	92
Figura 4.16.	Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).....	94
Figura 4.17.	Gráfica del esfuerzo de corte versus desplazamiento horizontal para diferentes valores de esfuerzo normal.....	95
Figura 4.18.	Envolvente de esfuerzos para 7cm de desplazamiento.....	96
Figura 4.19.	Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).....	97
Figura 5.1.	Sección de la pila analizada.....	103
Figura 5.2.	Dimensiones estándar de la berma y canal con suelo de baja permeabilidad de espesor 0,30m.....	104
Figura 5.3.	Discretización del modelo de la sección de la pila analizada la línea amarilla es la geomembrana (Geogrid).....	106
Figura 5.4.	Discretización en la interfase (en esta imagen la sección corresponde a un canal) .....	106
Figura 5.5.	Condiciones iniciales de nivel freático.....	110
Figura 5.6.	Activación de la primera capa del mineral para esta sección donde hay una berma.....	111
Figura 5.7.	Ubicaciones relativas al pie del talud del mineral.....	112
Figura 5.8.	Factor de seguridad para diferentes ubicaciones.....	113
Figura 5.9.	Incremento o decremento del FS en porcentaje.....	114
Figura 5.10.	Variables de dimensiones en el canal.....	115
Figura 5.11.	Factor de seguridad para diferentes ubicaciones.....	117
Figura 5.12.	Incremento o decremento del FS en porcentaje.....	118
Figura 5.13.	Variables de dimensiones en el canal.....	118

Figura 5.14.	Punto de control de desplazamiento.....	120
Figura 5.15.	Superficie de desplazamiento .....	120
Figura 5.16.	Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la última capa del mineral. Análisis estático.....	121
Figura 5.17.	Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la capa de mineral N°6. Análisis estático.....	122
Figura 5.18.	Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la última capa del mineral. Análisis pseudo-estático.....	123
Figura 5.19.	Desplazamiento en el sentido horizontal del punto de control H.....	124
Figura 5.20.	Superficie de desplazamiento .....	125
Figura 5.21.	Desplazamiento horizontal al pie del primer talud.....	126
Figura 5.22.	Desplazamiento horizontal del punto de control H con canal proyectado.....	127
Figura 5.23.	Comparación de desplazamiento del punto superior del primer talud, con canal y sin canal.....	127
Figura 5.24.	Puntos plásticos de Mohr Coulomb.....	128
Figura 5.25.	Incremento de desplazamiento debido solo a la carga pseudo-estática. ....	129
Figura 5.26.	Incremento de desplazamiento debido solo a la carga pseudo-estática. ....	130
Figura 5.27.	Superficie de desplazamiento .....	131
Figura 5.28.	Esfuerzos de corte relativos.....	133
Figura 5.29.	Deformaciones totales.....	133
Figura 5.30.	Deformaciones en el canal.....	134
Figura 5.31.	Superficies de desplazamiento y factores de seguridad por método de equilibrio límite.....	136
Figura 5.32.	Superficies de desplazamiento y factores de seguridad por elementos finitos .....	137

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación tiene como objetivo analizar la influencia de las estructuras del tipo bermas y canales, en la mejora de las condiciones de estabilidad de una pila de lixiviación, que se traduce en el incremento de los factores de seguridad de los análisis de estabilidad. Se determinó el tipo de estructura, sus dimensiones y la mejor ubicación en el pad que favorece a la estabilidad.

Se ha desarrollado esta investigación considerando la importancia de un adecuado diseño de una pila de lixiviación teniendo en cuenta los graves daños ambientales que podrían ser ocasionados como producto de la inestabilidad del apilamiento. Por otro lado, adicionalmente al daño ambiental, las pérdidas económicas podrían tener lugar debido a la misma causa.

Con frecuencia los consultores en el área de minería han proyectado bermas y canales en la base de pads de lixiviación, los que al ser analizados en conjunto con la pila de lixiviación mediante métodos de equilibrio límite, resultan favorables para la estabilidad del apilamiento. El criterio empírico empleado es "quitarle continuidad a la superficie de falla en bloque" a través del uso de bermas y/o canales.

El desarrollo de la investigación se inicia con el proceso de calibración de los materiales identificados en una pila de lixiviación al modelo constitutivo Hardening Soil. Estos materiales fueron el mineral, el suelo de baja permeabilidad (ubicado por debajo de la geomembrana) y el relleno estructural (ubicado en el interior de la berma). La calibración de estos materiales se efectuó de manera exitosa, pues se pudo comprobar que el comportamiento esfuerzo-deformación de los mismos en la simulación y según los resultados de laboratorio, se aproximaron razonablemente bien.

Luego se simuló una pila de lixiviación de un proyecto existente en el norte de Perú, mediante el programa de elementos finitos PLAXIS V8.2. Se realizó la simulación del apilamiento con el objetivo de representar los procedimientos constructivos más cercanos a los reales, de este modo, para la colocación de las capas de mineral en la pila, fue insertada al modelo en diferentes fases de

cálculo, tratando de representar de manera más realista lo que ocurre realmente en la operación de una pila de lixiviación, obteniéndose por tanto, valores de desplazamiento similares a los encontrados en campo.

Las variaciones de las ubicaciones de las estructuras berma y/o canal en la base del pad de lixiviación y las variaciones de sus dimensiones, fueron efectuadas siguiendo el mismo procedimiento realizado en campo, aplicando las capas de mineral por separado. Luego de haber sido efectuada la colocación de la carga total de las capas de mineral hasta alcanzar la cota máxima en la pila de lixiviación, se aplicó la fuerza horizontal para simular la condición pseudo-estática. Finalmente fueron calculados los valores de factor de seguridad en condiciones estáticas y pseudo-estáticas de carga.

Son 6 capítulos comprendidos en esta investigación, las cuales se resumen a continuación:

**CAPÍTULO I: CONCEPTOS DE PILAS DE LIXIVIACIÓN;** en este capítulo se resume el proceso de lixiviación, poniendo especial atención en las componentes de una pila de lixiviación y aspectos generales respecto a su estabilidad.

**CAPÍTULO II: MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EQUILIBRIO LÍMITE;** en este capítulo se presenta un resumen de esta metodología, poniendo énfasis en el método de las dovelas, presentando los más conocidos con el desarrollo de una breve teoría de cada uno de ellos.

**CAPÍTULO III: ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A GEOTECNIA Y AL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES;** este capítulo muestra los conceptos fundamentales del método de elementos finitos y las consideraciones geotécnicas para aplicar este método al estudio del comportamiento de los suelos.

**CAPÍTULO IV: SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS MATERIALES AL MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL;** se describe el desarrollo del proceso detallado de calibración de los materiales al modelo constitutivo Hardening Soil.

**CAPÍTULO V: ESTABILIZACIÓN EN PILAS DE LIXIVIACIÓN;** se presenta el análisis de la influencia de las bermas y canales en la estabilidad de pilas de

lixiviación y en los desplazamientos en condiciones estáticas y pseudo-estáticas. Adicionalmente, al final de este capítulo se hace la comparación entre los resultados obtenidos del análisis por elementos finitos y por el método de equilibrio límite.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES; este último capítulo contiene las conclusiones finales y las recomendaciones recogidas a lo largo de la investigación.

## CAPÍTULO I. CONCEPTOS DE PILAS DE LIXIVIACIÓN

### 1.1 LIXIVIACIÓN

Desde que el hombre descubrió a mediados del siglo XVIII que era posible disolver el cobre que contenían los desmontes al regar soluciones ácidas o dejar que el medio ambiente actuara sobre ellos, se dio principio a una nueva tecnología para el tratamiento de los minerales que inicialmente se consideraban desmontes debido a su formación geológica, a su baja ley y a la imposibilidad de tratarlo por los métodos convencionales conocidos hasta aquella fecha.

En ese sentido las pilas de lixiviación ya se habían convertido en una práctica. Georgius Agricola, en su libro "De Re Metallica" publicada en el año 1557 ilustra la lixiviación de un apilamiento con un ciclo de lixiviación (tiempo de residencia) de 40 días como se muestra en la Fig. 1.1. Las pilas de lixiviación de cobre eran común en el sur de España a inicios del siglo XVIII, por el contrario esta tecnología en oro y plata se empieza a aplicar a mediados del siglo anterior. (Daniel Kappes, 2002)



**Figura 1.1** Proceso de Lixiviación en el siglo XVI. (Daniel Kappes, 2002)



La minería de lixiviación de oro por medio del cianuro es el método más utilizado actualmente en la industria. El procedimiento es usar soluciones cianuradas para recuperar el oro y la plata del mineral; el cual fue desarrollado en Escocia al final del siglo XIX. En 1969, la *US Bureau of Mines* propuso a este método como el más adecuado para extraer minerales de baja ley; sin embargo, genera enormes cantidades de residuos, por ejemplo *Nevada's Carlin Trend Mine* produce 3,7 millones de onzas de oro mientras que en desperdicio cerca de 129,8 millones de toneladas; es decir para producir 1 gramo de oro se descartan 1,24 toneladas de mineral, o lo que es lo mismo que en 1 tonelada de mineral haya 0,81 gramos de oro. Y en el caso del Perú la ley de corte promedio de oro está en el orden de 0.5 gramos de oro por tonelada de mineral, dependiendo de la mina, obviamente. (Mineral Policy Center, 2000)

En nuestra región, en los últimos años la explotación minera a cielo abierto ha adquirido gran auge, lo que hace cada vez más frecuente la construcción de depósitos de relaves y pilas de lixiviación. Al ser estas estructuras de gran importancia debido a su tamaño y su susceptibilidad en caso de falla, es necesario desarrollar un diseño geotécnico minucioso. En el presente capítulo se hace un resumen de los principales conceptos de lixiviación, sus procedimientos, pilas de lixiviación, condiciones de diseño y factores de estabilidad. Se muestran las metodologías y alternativas que se pueden tomar al momento de diseñar una pila de lixiviación desde el punto de vista geotécnico. Además, se presentan conclusiones acerca de la importancia que representa en esta clase de estructuras el tipo de interfase suelo-geomembrana, así como el monitoreo geotécnico permanente. (Jose Ale, 2010)

## 1.2 PROCESO DE LIXIVIACIÓN

El proceso de lixiviación es la extracción de ciertos materiales de un sólido cuando se pone en contacto con líquido solvente, el cual a su vez hace de medio de transporte; en minería el proceso metalúrgico de lixiviación para la obtención del oro, cobre y otros metales, se realiza a través del riego de algún solvente sobre el material extraído de la cantera a cielo abierto o tajo abierto. En el caso del oro y la plata, los minerales son regados con soluciones cianuradas (agua con cianuro de sodio), mientras que para la extracción de cobre, níquel y uranio se utiliza soluciones ácidas (agua con ácido sulfúrico). (Manrique Martínez, 2005)

En un proyecto donde el proceso de lixiviación está presente, es sumamente importante la ejecución de un estudio profundo del propio proceso, de la hidrología, del área de ubicación de las instalaciones, del balance de aguas, de las instalaciones de almacenamiento de la solución, de aspectos de diseño, de las operaciones, del monitoreo durante la operación y del cierre de las instalaciones. Estos lineamientos se centran en los avances técnicos actuales y las actividades necesarias para proteger la salud humana y el medio ambiente. En este aspecto, el almacenamiento de la solución post-lixiviación y la estabilidad de la pila de lixiviación son factores importantes, mientras que algunas consideraciones operativas y de diseño metalúrgico tienen una importancia también primaria pero menos significativa a la luz de la conservación ambiental conjunta. El cianuro es hoy equivocadamente considerado como un factor destructivo, a pesar de esto al encarar estudios relacionados con la lixiviación para la extracción de minerales es inevitable usar el cianuro en minería, elemento que debemos tener muy en cuenta en el desarrollo de cualquier proyecto de este tipo.

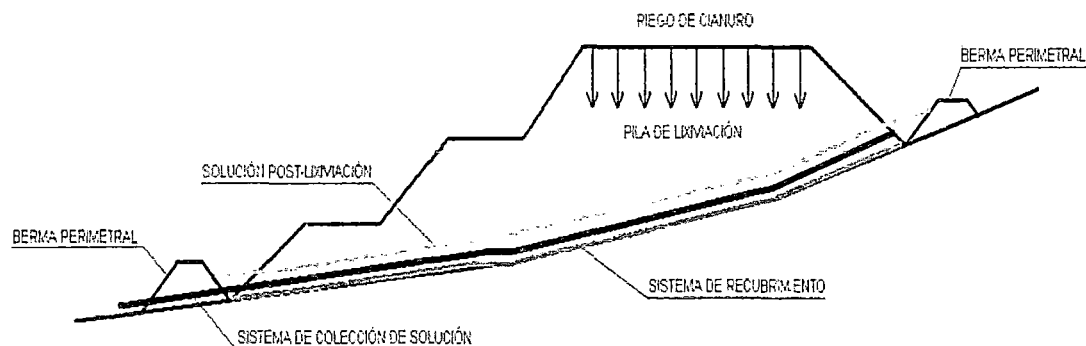
Hay dos tipos de métodos de lixiviar con cianuro: en bateas y en pilas. En 1998, aproximadamente el 70% del oro se recuperaba mediante la lixiviación en bateas, mientras que el 30% era en pilas. Actualmente, la lixiviación con soluciones cianuradas se utiliza para procesar más del 90% de minerales de oro. (Mineral Policy Center, 2000)

### 1.3 PILAS DE LIXIVIACIÓN

En términos simplistas se puede decir que es una acumulación, que sigue una configuración geométrica diseñada minuciosamente de tal manera que garantice el adecuado proceso de lixiviación del mineral durante un periodo de tiempo con una solución química que disuelve el metal presente en el mineral, para posteriormente recolectar el material acuoso por medio de sistemas de drenaje instaladas debajo de la pila. (Daniel Kappes, 2002)

También se puede conceptualizar a la pila de la siguiente manera: una pila de lixiviación es una estructura permeable donde se depositan materiales provenientes de la extracción minera (tajos abiertos o canteras a cielo abierto) para ser sometidos al proceso de lixiviación (Daniel Kappes, 2002). La solución acuosa post-lixiviación, que por gravedad se infiltra a través del material lixiviado

al fondo de la pila de lixiviación es la que contiene el mineral y es extraída a través un sistema de colección de solución que la conduce hacia la planta de procesos (Richard Thiel, Mark Smith, 2009). La Fig 1.2 muestra los componentes más relevantes en este tipo de estructuras, desde el punto de vista geotécnico.



**Figura 1.2** Esquema general de una pila de lixiviación. (Richard Thiel, Mark Smith, 2003)

### **Pila o Apilamiento**

Material sobre el cual se realiza el proceso metalúrgico de la lixiviación, extraído del tajo abierto o cantera de cielo abierto.

### **Solución Post-Lixiviación**

Es la solución acuosa que ha atravesado el material apilado que contiene el mineral (oro en este caso) atrapándolo y transportándolo por gravedad hacia el fondo de la pila de lixiviación.

### **Berma Perimetral**

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 garantiza que la misma no prosiga su recorrido hacia el terreno natural donde está cimentada la estructura.

## **Sistema de Colección de Solución**

Es un sistema de drenaje que, distribuido en toda el área de la estructura transporta la solución post-lixivación almacenada en la pila de lixivación, evacuándola hacia la planta de procesos.

Tanto el oro como la plata pueden ser recuperados mediante una variedad de métodos, entre los cuales se mencionan los siguientes: concentración por gravedad (precipitación), flotación con ayuda de un defloculante y pueda salir a superficie, pilas de lixivación, vateas de lixivación (es un tratamiento en arenas donde ocurre una rápida percolación de la solución).

Típicamente, el método de lixivación en pilas es escogido por razones económicas, ya que permite recuperar la inversión en un tiempo relativamente corto.

### **1.3.1 Componentes de Proceso de lixivación**

#### **1.3.1.1 Origen del mineral**

Se pueden lixiviar minerales procesados (triturados previamente) o minerales provenientes de la mina directamente; es decir sin ningún tratamiento previo (*run of mine - ROM*). El método más rentable de extracción de mineral es el que se conoce como tajo abierto para minerales de baja ley como por lo general ocurre con el oro. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

#### **1.3.1.2 Preparación del mineral**

La metalurgia de los minerales recomienda el método por el cual el mineral debe ser preparado previamente a la lixivación. Como un corolario, el método de preparación del mineral puede determinar el método de configuración de la operación de la pila y la construcción. Generalmente el mineral puede lixiviar o reaccionar químicamente con el óxido natural. Dependiendo de la complejidad de la obtención del mineral, este debería tener un tamaño determinado para que la solución pueda tener un contacto eficiente y reaccionar adecuadamente con el mineral. Este mineral puede estar en un rango según su tamaño desde ROM, a triturado con aglomeración, hasta solo aglomeración. La aglomeración es un proceso que permite aumentar la percolación a través del mineral.

Además de estos tratamientos bastantes conocidos, en caso de minerales sulfurados para mejorar su lixiviación se le pueden hacer pre-tratamientos químicos, aunque el costo podría incrementarse y probablemente dejaría de ser rentable, llegando a ser antieconómico.

Los objetivos principales de la preparación del mineral se establecen con la finalidad de que el mineral sea lo suficientemente fino como para permitir que la solución pueda tener un contacto adecuado con el mineral y que sea suficientemente permeable que permita una adecuada tasa de lixiviación a través de la pila.

### 1.3.1.3 Pads y pilas

El pad es la plataforma donde se coloca el mineral, mientras que la pila está relacionada a la acumulación propiamente dicha de mineral.

Cada proyecto es diferente y único por lo que requiere de la evaluación de un número de factores que influyen en la configuración. Estos son: Modo de obtención del mineral, metalurgia, lixiviación (que depende del metal), topografía, geotecnia, características geológicas e hidrológicas, condiciones ambientales locales. Debido a las condiciones particulares para diferentes pilas de lixiviación se ha desarrollado una variedad de tipos de lixiviación en pilas entre los métodos de lixiviación más conocidos se puede mencionar: pad dinámico, pad permanente y pad tipo relleno en valle.

La pila, la cual contendrá al mineral sólido y a la solución de lixiviación, tiene que ser diseñada de tal manera que tenga una configuración estable. Estas tres formas diferentes pilas de lixiviación tienen que ser diseñados de forma diferente también pues su proceso de operación es diferente, el cual se verá posteriormente.

Adicionalmente la colocación del mineral puede ser realizado por diferentes métodos que dependen de la naturaleza del mineral y su tamaño, de este modo hay dos formas: colocación con camiones o con el uso de fajas transportadoras con sistemas mecanizados móviles de apilamiento, o una combinación de éstos. Se tiene que tener en cuenta que la formación de la pila implica la colocación del mineral por capas sin compactación, la segregación de partículas, y que en todo

momento se debe evitar dañar el revestimiento de geomembrana durante el proceso de la construcción. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

### 1.3.2 Aspectos de Diseño y Construcción

#### 1.3.2.1 *Cimentación*

Uno de los más importantes aspectos del diseño es la condición de la cimentación. Un ideal suelo de cimentación es aquella que consistiría en uno firme y homogéneo. El mismo que minimiza las deformaciones bajo cargas, el cual trasladaría esas deformaciones al sistema de revestimiento y este a su vez al sistema de tuberías; sin embargo un suelo con estas características raramente se encuentra.

Para caracterizar el terreno de cimentación requiere necesariamente de una completa investigación geotécnica, el cual típicamente consiste en sondeos geotécnicos como calicatas donde se podría o no, dependiendo del criterio del ingeniero geotécnico extraer muestras. Cuando sea necesario pueden ser requeridos métodos geofísicos (sísmicos, eléctricos, magnéticos). Adicionalmente a los mencionados se puede incluir ensayos in situ, como SPT (ensayo de penetración estándar), CPT, (ensayo de penetración de cono), y ensayo de corte de veleta. Las muestras que se recuperen de campo son llevadas al laboratorio para ser ensayadas mediante ensayos triaxiales, corte directo, compresión unidimensional (consolidación), etc, con el objetivo de evaluar su resistencia al corte.

Como parte del diseño del sistema de revestimiento, se debe tener en cuenta los asentamientos en el terreno mediante métodos analíticos o numéricos que precisamente puedan determinar el potencial de asentamiento del terreno bajo las cargas aplicadas. También se debe considerar el efecto de la napa freática para el análisis de asentamientos, los cuales son considerados para ver si la construcción de la pila de lixiviación es factible o no. Esto permite al diseñador indicar las áreas en donde habría problemas de asentamientos mayores a los permitidos o asentamientos diferenciales problemáticos. En el caso de presentarse terrenos blandos, se puede remover (dependiendo de la potencia), o también se puede tratar (por ejemplo pre-cargarlo). En otro caso se podría modificar la geometría para evitar el efecto negativo de los asentamientos.

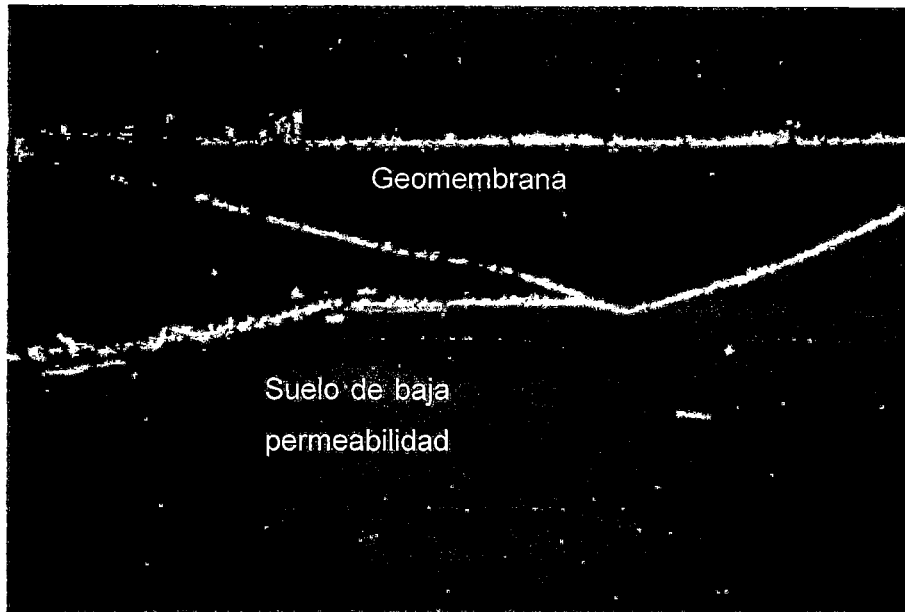
La integración de las características que debería tener el terreno de cimentación debe ser intersecada con la viabilidad del proyecto, las veces que sea necesario, de este modo sería un procedimiento iterativo. Cuando las condiciones de viabilidad son cambiadas de acuerdo a las condiciones de la cimentación, el diseño de la pila de lixiviación también debe ser modificado, el cual debería cambiar los asentamientos calculados. Por ejemplo si se incrementa la pendiente para que se acomode a futuros asentamientos la estabilidad de la pila podría estar amenazada por lo que se debe hacer modificaciones también con respecto al apilamiento del mineral, teniendo nuevos asentamientos.

En este procedimiento iterativo se debe tener en cuenta también los factores económicos y constructivos que pueda ser causa de cambios en la configuración de la geometría y de ser necesarias mayor cantidad de iteraciones para evitar asentamientos diferenciales que se transmitirían a deformaciones en la geomembrana. (Allan Breitenbach, 2004)

#### 1.3.2.2 Sistema de revestimiento del pad

El propósito inicial y el más importante también del uso de revestimiento es prevenir la pérdida de la solución por razones económicas (pues esta solución contiene el metal) y razones ambientales (grave daño de la solución al medio ambiente).

El sistema de revestimiento corresponde al conjunto de la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad, generalmente una grava o arena arcillosa, como se muestra en la siguiente fotografía (Fig 1.3). (Allan Breitenbach, 2000)



**Figura 1.3** Sistema de revestimiento compuesto por la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad. (Allan Breitenbach, 2000)

El sistema de revestimiento (*liner*) generalmente se divide en cuatro categorías: revestimiento de geomembrana, revestimientos naturales o naturalmente modificados, revestimiento compuesto sintético y natural, y doble revestimiento. Este sistema de impermeabilización en la base de la pila de lixiviación, es necesario con el propósito de contener la solución de la pila, y aunque las regulaciones ambientales casi siempre requieren redundancia en el diseño de la interfase geomembrana-suelo, por el daño que se originaría si se punzonara la geomembrana debido a que la solución de cianuro es tóxica.

La geomembrana bajo la pila de lixiviación proporciona una barrera primaria para la solución producto de la lixiviación para lo cual es importante una adecuada selección y colocación sobre todo en la soldadura de los paneles de geomembrana. Esta debe considerar todos los aspectos: ingenieriles, constructivos, y operacionales del proyecto, principalmente para prevenir fugas.

Los factores en el diseño que intervienen en la selección de la geomembrana en cada proyecto deben incluir:

- Tipo de sistema de revestimiento.
- Espesor.



- Rugosidad de la superficie (lisa o texturada).
- Condiciones iniciales de carga, del *overliner* o de la primera banquetta.
- Condiciones finales de carga de la máxima altura de la pila.

Se debe considerar un adecuado programa de control de calidad en la construcción para el procedimiento de instalación del revestimiento debido a que es uno de los aspectos más sensibles en el comportamiento la pila de lixiviación ante cargas debido a su propio peso y a la actividad sísmica, por lo que no debería de ninguna manera alcanzar condiciones de falla. La evaluación de la geomembrana es generalmente realizado por el ingeniero para seleccionar el más económico y funcional que se acomode a las condiciones específicas del lugar. Una evaluación general de la geomembrana típicamente compara los aspectos positivos y negativos de varios tipos de geomembrana usados en pilas de lixiviación en condiciones de diseño, construcción y operación. Algunos de los más importantes aspectos ingenieriles en la selección la geomembrana y el sistema de revestimiento en general incluye la resistencia al punzonamiento de las partículas rocosas hacia la geomembrana, suficiente fricción para garantizar la estabilidad del talud, capacidad de elongación para soportar los asentamientos de la cimentación debido a las altas cargas de la pila, y la exposición a largo plazo de las condiciones climáticas.

Los tres tipos más comunes de revestimiento usados en el pasado para pilas de lixiviación incluyen a: polietileno de alta densidad (HDPE-*high density polyethylene*), polietileno de baja densidad (LLDPE- *liner low density polythylene* ó VLDPE) y cloruro de polivinilo (PVC). Las geomembranas más flexibles son preferidas para mejorar el comportamiento al punzonamiento y la resistencia la fricción para la estabilidad.

### 1.3.2.3 Suelo de baja permeabilidad

Un componente importante del sistema de revestimiento es el suelo de baja permeabilidad. El propósito de este material es proporcionar una baja permeabilidad debajo de la geomembrana para minimizar las fugas de la solución de lixiviación. El suelo de baja permeabilidad consiste en una cama de relleno de material fino que es una contención secundaria para la solución después de la lixiviación. El suelo de baja permeabilidad debería cumplir los siguientes requerimientos según Breitenbach.

- Grano fino con un tamaño de partículas máximo de 19 mm.
- Un contenido de humedad de hasta 2% menos que el óptimo contenido de humedad.
- Compactación firme en una superficie lisa.
- La superficie superior debe ser la adecuada de tal manera que permita el drenaje por gravedad. (Allan Breitenbach, 2002)

Y el autor Lupo afirma que el *underliner* debe tener las siguientes características:

- Tamaño máximo de las partículas de 38 mm.
- Moderado contenido de finos.
- Moderada plasticidad
- Conductividad hidráulica saturada de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s o menos. (John Lupo, 2002)

#### 1.3.2.4 *Overliner*

El diseño general requiere como *overliner* un material en el cual debemos considerar los siguientes aspectos: (Allan Breitenbach, 2002)

- El tamaño máximo de las partículas en la superficie de contacto.
- La forma de las partículas.
- El espesor de la capa de relleno.
- Una adecuada capacidad de drenaje.
- Equipamiento disponible para la colocación.
- El tipo de geomembrana capaz de resistir las cargas dinámicas iniciales, cargas vivas provenientes del tráfico de construcción, así como también las cargas finales de la pila.

Es en esta capa donde se colocan las tuberías de drenaje que recolectan la solución que contiene el metal producto de la lixiviación. Estas tuberías son diseñadas y espaciadas de manera tal que sirvan para transportar la solución de lixiviación con el metal y lo proveniente de las infiltraciones de las precipitaciones intensas.

El otro propósito de esta capa granular es la de proteger a la geomembrana de la exposición al clima y a otros aspectos biológicos. Las condiciones climatológicas incluyen al viento extremo, variaciones de la temperatura, y

exposiciones a los rayos solares UV. Tan pronto como se coloca la geomembrana es recomendable la colocación del *overliner*.



**Figura 1.4** Colocación típica de la capa del material granular (*overliner*). (Allan Breitenbach, 2002)

#### 1.3.2.5 Sistema de tuberías

Tuberías de plástico (HDPE, cloruro de polivinilo-PVC, polietileno corrugado-CPE, etc.) tienen un amplio rango de aplicaciones en la industria minera tales como el sistema de tuberías debajo de la pila "enterradas" en el *overliner*; sin embargo las tuberías de plástico están siendo cada vez más usadas en pilas de lixiviación de mayor altura que se traducen en mayores cargas. Bajo estas condiciones, la rigidez de las tuberías es significativamente baja en comparación con el material granular que lo rodea (*overliner*).

En las instalaciones de la pila de lixiviación las tuberías pueden estar expuestas a minerales encima de los 180 m, exponiéndose a presiones mayores a 3 MPa.

En la siguiente fotografía (Fig 1.5) se tiene a una tubería la cual está sometida a una carga debido al mineral y se nota claramente que la dimensión vertical ha sido modificada, particularmente en este caso en un 20% aproximadamente; es decir se ha acortado debido al efecto del peso de la pila en operación (vea el

pandeo en la corona). A pesar de esta deformación grande la tubería continua en operación tal y como fue diseñada. (John Lupo, 2002)



**Figura 1.5** Fotografía en el interior de una tubería cargada por encima mostrando la deformación en la dirección vertical. (John Lupo, 2002)

#### 1.3.2.6 Aplicación de la solución / sistema de colección

La solución es transportada a la pila por bombeo a través de un sistema de tuberías para proporcionar la presión y caudal suficiente para el riego de la solución de lixiviación, la cual puede ser aplicada usando aspersores o goteros. Por lo general la aplicación está en el orden de 8 a 15 l/h/m<sup>2</sup>.

La aplicación de la solución de lixiviación trae como consecuencia que el mineral que forma la pila se encuentre en estado parcialmente saturado. De este modo la permeabilidad mínima requerida del mineral tiene que estar en el orden de  $1 \times 10^{-4}$  cm/s dentro de la pila.

La capa de material permeable es típicamente colocada por encima del revestimiento y antes de la construcción de la pila. El propósito de esta capa es la de proporcionar drenaje y también actúa como protección de la geomembrana durante la construcción de la pila.

La solución de lixiviación conteniendo al metal es conducida de la pila a través de un sistema de tuberías de drenaje, como se mencionó anteriormente, que son

colocadas en la capa de material permeable, dispuestos en la base de la pila, las mismas que ayudan a colectar el exceso de solución, por lo tanto ayudan a reducir la perdida por infiltración. Estas tuberías de drenaje pueden ser colocadas directamente con el sistema de tuberías que transporta la solución o también pueden ser transmitidos a través de canales o cunetas.

La solución con el metal puede contener sedimentos y, por tanto se puede usar un sistema especial mediante el cual se separan los sedimentos de mayor tamaño de los de menor tamaño antes de que la solución entre a la poza *pregnant* de modo tal que la solución no los contenga en gran cantidad. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

#### 1.3.2.7 Contención de la solución

La solución enriquecida o "pregnant" contiene al "metal valioso" de ahí que es indispensable garantizar que las fugas no tengan lugar; por lo que se usa un sistema de doble revestimiento; es decir evita las fugas de solución *pregnant* que son económicamente muy valiosas y tambien son peligrosas para el medio ambiente. Tanto las tuberías de colección de la solución *pregnant* como el sistema de drenaje, son colocados directamente de la pila; entonces de este modo pueden estar afectadas por las condiciones hidrológicas del lugar.

En el caso del diseño de las pilas que retienen la solución, esta es almacenada dentro de los poros de las partículas de mineral. La extracción de la solución por el ciclo de lixiviación o de reciclaje de la pila puede ser realizada mediante bombas de sumidero dentro de la pila o por medio del drenaje de los puntos más bajos de la pila. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

#### 1.3.2.8 Recuperación del metal

La planta de recuperación del metal consiste en dos procedimientos. El primero un sistema que remueve los metales preciosos de la solución y el segundo Instalaciones para la fundición del metal. Esta recuperación puede ser a través de la precipitación del zinc (*Merril-Crowe process*) o a través de la absorción del carbón para el oro y la plata, o procesos de extracción por solventes y electro depositación para el caso de cobre. Procesos más complejos son requeridos para metales como el níquel y el uranio. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

### 1.3.2.9 Poza de solución barren

La poza de solución *barren* y la poza *pregnant*, son diseñadas rigurosamente con la finalidad de contener la solución para evitar pérdidas económicas (composición química, composición del agua, etc.), y daños ambientales debido a la presencia del cianuro. Alternativamente se pueden usar tanques para menores volúmenes de solución.

La poza *barren* contiene la solución después de que el metal ya ha sido removido en la planta de recuperación de metal es por eso que esta poza contiene los residuos del proceso químico anterior. El pH debe ser ajustado a valores altos (básicos) en el caso de extracción de oro y plata, o bajo valores (ácidos) para el caso del cobre. (Van Zyl, Hutchison, Kiel, 1988)

### 1.3.3 Estabilidad de una pila de lixiviación

El propósito de determinar la estabilidad de las pilas consiste en desarrollar un diseño para sus instalaciones de forma que se mantenga la estabilidad contra potenciales deslizamientos bajo condiciones estáticas y dinámicas de carga.

La estabilidad de la pila es una cuestión muy importante puesto que la falta de esta podría provocar la rasgadura del sistema de revestimiento por corte y por lo tanto la pérdida de contención. Está determinada principalmente por la resistencia al corte de la interfase más débil o muy raras veces de la cimentación. Con frecuencia, la interfase más débil es aquella entre una geomembrana y el suelo de baja permeabilidad.

La evaluación de la estabilidad de taludes consiste en seleccionar una sección bidimensional a través de la pila, definiendo una posible superficie de desplazamiento, calculando luego el factor de seguridad a lo largo de esta superficie de desplazamiento. Una minuciosa evaluación de estabilidad requiere de una cuidadosa selección de una superficie de desplazamiento además de un método de evaluación adecuada. El diseño geotécnico de esta instalación debe ir de la mano con el diseño civil y el diseño hidráulico de la estructura.

Hay dos aspectos opuestos que se presentan en el diseño de las pilas de lixiviación. El primero es que el diseño del sistema de revestimiento se hace pensando en lograr una conductividad hidráulica baja; sin embargo estos materiales con esta propiedad son los que poseen menos resistencia al corte. El

segundo aspecto es respecto a la pendiente que debería haber en la base de un apilamiento con el objeto que drene la solución adecuadamente, el cual crea una pendiente que potencialmente podría ser la causa de un deslizamiento.

La mayoría de los análisis de estabilidad de taludes están basados en el concepto de equilibrio límite. De acuerdo a este criterio de análisis de estabilidad es realizado como si estuviera cercano a la falla, considerando una superficie de deslizamiento potencial que generalmente en el caso de las pilas de lixiviación es del tipo bloque a través del revestimiento. Este análisis de estabilidad consiste en un análisis bidimensional (una sección transversal de la pila) definiendo una superficie de desplazamiento y calculando su factor de seguridad. El factor de seguridad puede ser definido como la relación entre los esfuerzos de corte resistente entre el actuante. Entonces teóricamente el esfuerzo de corte de equilibrio es el que resulta de dividir al esfuerzo cortante en el talud entre el factor de seguridad.

Parte del procedimiento del análisis de estabilidad de la pila de lixiviación es la búsqueda de la superficie de desplazamiento crítica que produce el menor factor de seguridad de la pila. En un pad de lixiviación el sistema de revestimiento es el más débil respecto al resto de los materiales debido a la inclusión de geomembranas.

La mayoría de métodos de equilibrio límite empleados en el análisis de la estabilidad de la pila emplean los métodos clásicos de análisis de estabilidad que son insuficientes porque se desconoce las fuerzas en el interior del talud. Como resultado de lo anterior se asumen algunas condiciones que simplifican el problema a uno determinado (antes indeterminado). Debido a esas simplificaciones numerosos métodos fueron desarrollados y entre ellos cada uno presenta diferentes características; como por ejemplo el método de Jambu proporciona un resultado más conservador que los otros métodos. (Mark Twede, 1999)

Las condiciones de estabilidad en la pila de lixiviación son actualmente mejor evaluadas mediante programas de cómputo que son capaces de definir superficies de desplazamiento como circular o no-circular, presión de fluidos, capas de diferentes materiales y en algunos casos análisis pseudoestático con fuerzas horizontales simulando un sismo. El método más amplio en donde se

puede aplicar mayor cantidad de características antes mencionadas, es el de dovelas. En general los software de análisis de estabilidad pueden ser capaces de operar de manera eficiente y con relativa facilidad.

El procedimiento básico para analizar la estabilidad de taludes es considerar un equilibrio de fuerzas y momentos en una porción del talud que puede participar en un potencial movimiento. Las fuerzas que generalmente tienden al movimiento son inducidas por el peso del mineral, por sobrecargas y por fuerzas inducidas por sismo. La resistencia al deslizamiento es desarrollada por las fuerzas de corte a lo largo de la potencial superficie de desplazamiento. La presión del fluido ocasiona reducción de la resistencia cortante, por tanto reduce la estabilidad. Algunos modos de falla necesitan ser considerados, incluyendo:

- La estabilidad de la pila que solo involucra al talud.
- La falla a través del suelo de cimentación y/o del dique de contención al pie del talud.
- Deslizamiento a lo largo del sistema de revestimiento.
- Deslizamiento a lo largo de toda la interfase.

El deslizamiento a lo largo del revestimiento en una pila de lixiviación es un aspecto específico que debe ser considerado para el análisis de estabilidad. Un número posible de fallas tienen que ser analizadas con el fin de determinar la superficie crítica de falla la misma que corresponde a aquella que presenta el menor factor de seguridad. Algunas veces un ligero cambio en la geometría puede originar modificaciones en el factor de seguridad.

Las pilas de lixiviación ubicadas en zonas sísmicas, como es el caso de la mayoría de estas en el Perú, necesitan una mayor atención, especialmente si el revestimiento en contacto con el suelo de baja permeabilidad presenta una resistencia cortante relativamente baja. (Dir Van Zyl, 1987)

### 1.3.3.1 *Estabilidad estática y sísmica*

En la actualidad los métodos para resolver la estabilidad de taludes de pilas de lixiviación son empleados mediante software de ingeniería, entre los más utilizados SLIDE y GEOSLOPE.



Por otro lado, la respuesta de la pila depende también del evento sísmico de diseño. La evaluación de la estabilidad sísmica incluye:

- Material que puede licuar o perder resistencia significativamente durante el sismo.
- Desplazamientos permanentes del mineral en la pila inducidos por sismo.

El análisis de estabilidad de una pila de lixiviación al ser sometidas a cargas sísmicas es típicamente evaluada usando el procedimiento pseudo-estático, en el cual el talud es sometido a una fuerza igual a un coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la masas deslizantes. El coeficiente sísmico es una fracción de la aceleración pico, la cual depende del periodo de retorno de un determinado sismo. En este caso el factor de seguridad se reduce debido a la fuerza horizontal adicional que se aplica al talud favoreciendo al conjunto de fuerzas actuantes.

Se considera como factores de seguridad mínimos 1,5 para el caso estático y 1,0 para la condición pseudo-estática. (Allan Breitenbach, 2000)

### 1.3.3.2 Erosión

Como se sabe la erosión siempre está presente en todo el procedimiento de construcción de una pila de lixiviación y básicamente se puede identificar tres tipos de afectación por parte de la erosión:

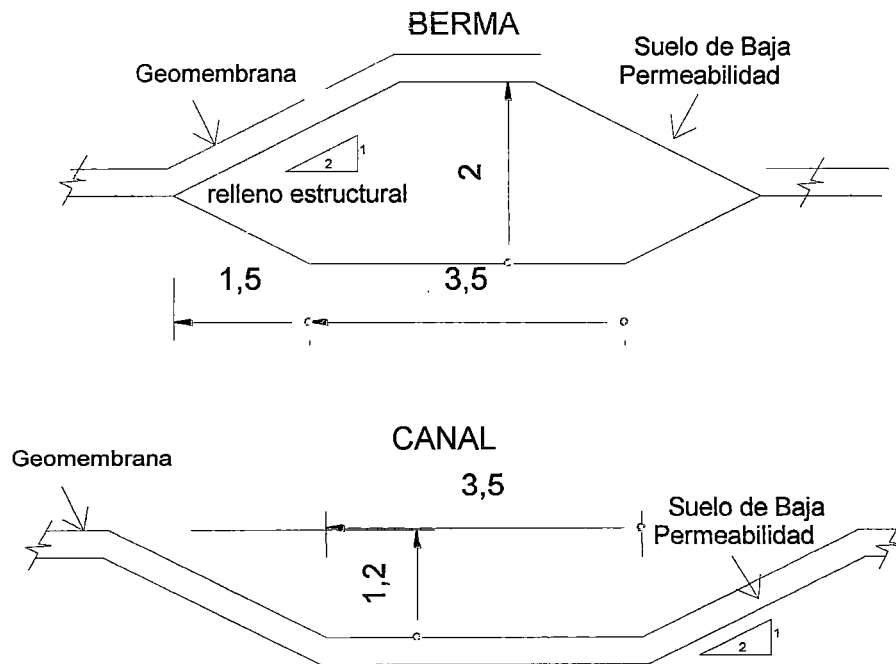
- Erosion superficial.
- Erosión que trae como consecuencia la exposición del sistema de revestimiento.
- Erosión de la topografía que podría afectar al apilamiento.

Mientras más altura presenta la pila de lixiviación, en especial para minerales ROM (run of mine) y con bancos individuales de gran altura, generalmente se presenta un alto grado de variabilidad en la calidad del mineral. Esta variabilidad debe tenerse en cuenta en las estimaciones de factores de seguridad y en la fiabilidad de las estimaciones. Estos bancos pueden producir segregación de mineral; lo que podría generar esfuerzos de corte heterogéneos. (Richard Thiel, Mark Smith, 2003)

### 1.3.3.3 Uso de bermas y/o canales en la interfase de material permeable

Como se sabe la mayor parte de las fallas de las pilas de lixiviación ocurre a través de la interfase, y con el objetivo de garantizar la estabilidad de una pila de lixiviación es que esta investigación propone la implementación óptima de canales y/o bermas (ver Fig 1.6) ubicadas en la interfase de la pila de lixiviación con el objetivo de “quitarle continuidad” a la potencial superficie de desplazamiento en bloque que podría ocurrir en la interfase. Los análisis de estabilidad en pilas de lixiviación que se han hecho hasta la fecha considerando esta solución fueron ejecutados usando el programa SLIDE; sin embargo, este procedimiento aún no ha sido validado o demostrado mediante métodos numéricos que son más confiables en la medida que es un procedimiento más riguroso, y esto es precisamente el objetivo de esta investigación.

En la siguiente figura se muestra la geometría de las bermas y canales que fueron usadas en los análisis en esta investigación. Las dimensiones señaladas son las asumidas para los cálculos iniciales.



**Figura 1.6** Dimensiones estándar de la berma y canal con suelo de baja permeabilidad de espesor 0,30m. (Elaboración propia)

### 1.3.4 Propiedades de los materiales

La estabilidad de una pila de lixiviación depende de las propiedades de los materiales que existen dentro y debajo de la pila. Estas deben ser definidas a través de su resistencia al corte y del peso específico de cada material. Típicamente se puede identificar tres tipos de materiales en un sistema de pila de lixiviación como son: el mineral, el sistema de revestimiento y la cimentación. Es importante que las muestras de cada material sean ensayadas en laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

El esfuerzo de corte del mineral y de la interfase del revestimiento puede ser expresado de acuerdo a la teoría de Mohr-Coulomb como:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (1.1)$$

Donde  $s$  es el esfuerzo de corte,  $c$  es la cohesión,  $\sigma$  es el esfuerzo normal al plano de corte, y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna (envolvente de falla de Mohr-Coulomb).

Para la presente tesis se asume que el terreno es competente pues es cimentado en roca y no podría ocurrir una falla en la cimentación. Se considera al mineral en condiciones de esfuerzos efectivos, debido a que predominan las condiciones drenadas.

La representación del comportamiento esfuerzo-deformación mediante una curva, para algunos suelos y para algunas interfases, muestra un esfuerzo pico y uno residual. Las deformaciones pueden ocurrir dentro de la pila para largos periodos el cual excede al correspondiente desplazamiento del esfuerzo pico. (Mark Twede, 1999)

#### 1.3.4.1 Propiedades del mineral

El mineral puede ser considerado como un material homogéneo. La resistencia cortante del mineral es generalmente modelado con un ángulo de fricción entre 30 a 45 grados. Para análisis de estabilidad para largos periodos, el mineral debe ser considerado como un material cohesivo incluso si este contiene una cantidad importante de materiales de grano fino (Skempton, 1948).

Aunque los pesos específicos de los materiales de la pila tengan participación en la ecuación de estabilidad, la pila es mucho más sensible al esfuerzo de corte que al peso volumétrico del mineral. Típicamente el peso por unidad de volumen varía entre  $16 \text{ kN/m}^3$  a  $19 \text{ kN/m}^3$ , aproximadamente, dependiendo de la altura de pila y la forma en la cual el mineral es colocado. (Mark Twede, 1999)

#### 1.3.4.2 *Propiedades del sistema de revestimiento*

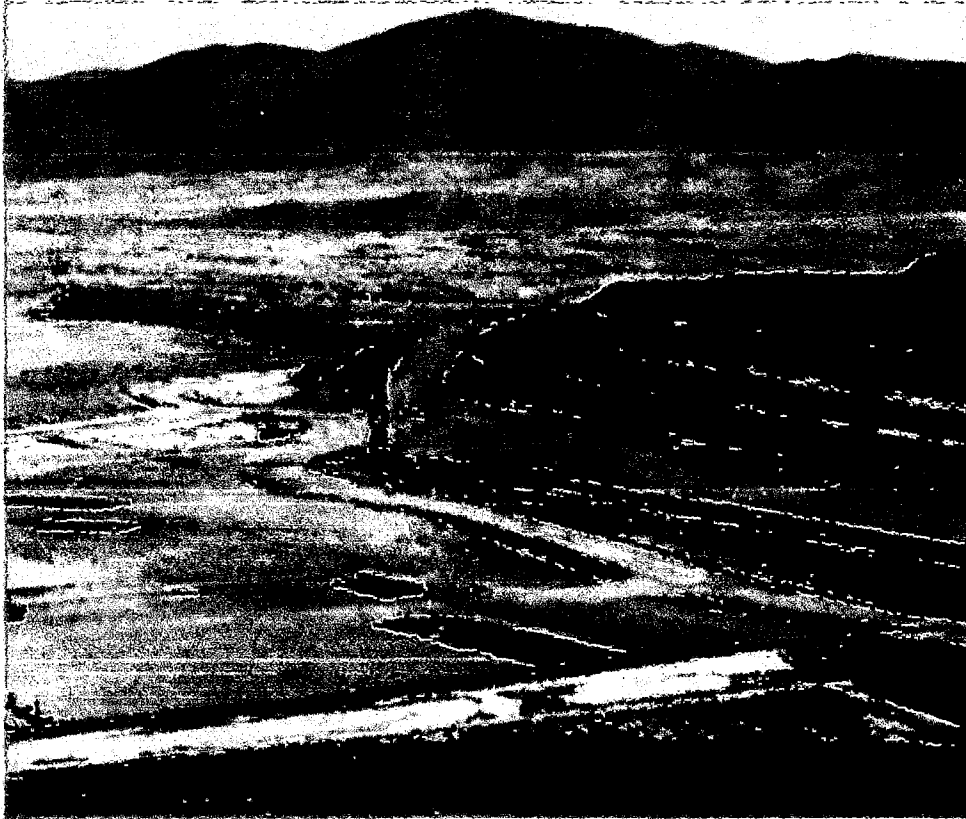
El sistema de revestimiento puede ser modelado con respecto al análisis de estabilidad cómo una capa de suelo de espesor 50 cm. La resistencia de corte de la interfase más débil de suelo dentro del sistema de revestimiento es asignada con una capa equivalente de suelo. La superficie crítica de corte en la falla es forzada a pasar a través de esta capa equivalente de suelo para simular el corte a lo largo de la interfase más débil.

La geomembrana usada debajo la pila, en la interfase, debe ser ensayada con el mineral y también con el suelo de baja permeabilidad, para determinar los parámetros de resistencia más bajos para usarlos en el análisis de estabilidad. Es importante que los materiales geosintéticos sean los mismos que serán usados en la construcción. El ángulo de fricción en la interfase de la geomembrana con el suelo de baja permeabilidad es más bajo mientras la geomembrana es más lisa, entonces para incrementar su resistencia cortante muchas veces se utiliza geomembrana rugosa o texturada. Para ensayar la interfase se utiliza el ensayo de corte directo a gran escala de acuerdo a la norma ASTM D53231, en el cual el geosintético es colocado en la parte inferior de la caja y el otro material es forzado a moverse sobre ella. (Mark Twede, 1999)

#### 1.3.5 Métodos para mejorar la estabilidad

La estabilidad en las pilas puede ser mejorada de diversas formas. Como se ha discutido anteriormente la superficie crítica de falla puede ocurrir con mayor probabilidad a lo largo de la interfase de la geomembrana. Un método directo y efectivo de incrementar la estabilidad en la pila es incrementar el ángulo de fricción en la interfase y así aumenta también la resistencia cortante a lo largo de la interfase. Dependiendo de los materiales de interfase esto puede lograrse de la siguiente manera.

- Una geomembrana con cara texturada en lugar de una cara lisa en contacto con el material arcilloso ayuda a incrementar el ángulo de fricción.
- Introducir una capa muy delgada de arena entre la geomembranas y el suelo de baja permeabilidad. (Dir Van Zyl, 1987)



**Figura 1.7** Vista de una pila de lixiviación convencional en el norte de Chile a 3 400 msnm. (Richard Thiel, Mark Smith, 2009)

## CAPÍTULO II. MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EQUILIBRIO LÍMITE

### 2.1 RESEÑA HISTÓRICA

Los primeros cálculos analíticos de la estabilidad de taludes fueron realizados por Coulomb en el siglo XVIII (1785) al desarrollar un método mediante cuñas, el cual estaba enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también podía ser utilizable en taludes sin ningún tipo de protección.

Durante el siglo XIX la construcción de las líneas férreas ocupaban grandes movimientos de tierras, por lo cual trajo como consecuencia la aparición de grandes deslizamientos, por esa razón surgió la necesidad de encontrar un método para analizar deslizamientos.

Recién durante la primera mitad del siglo XX, es cuando se puede hablar de métodos analíticos, los cuales han servido de base a los utilizados actualmente.

En el año 1910, Fellenius desarrolla el método de las cuñas, mientras que en 1916 se utilizó por vez primera el método de las dovelas, solo aplicado para suelos no cohesivos. Luego de 20 años se logra utilizar la misma metodología, tanto para suelos con cohesión, como para los que tienen fricción interna. Posteriormente, en esta metodología fue introducido el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Sin embargo, los métodos considerados modernos se iniciaron en 1954 con el Método de Bishop, el cual considera superficies de desplazamiento circulares; y en 1956 con el de Janbu, para superficies de desplazamiento no circulares.

Al inicio la aplicación de estos métodos analíticos era muy complicada; más aún después de la sofisticación de éstos, y por esa razón se descartó su utilidad práctica, hasta que con la aparición de la computadora, metodologías consideradas antes casi imposibles, como la basada en los elementos finitos se convirtieron en una rutina. En la actualidad, existen en el mercado numerosos programas de cómputo, los cuales cubren las necesidades profesionales tanto para el análisis de equilibrio límite como para el análisis esfuerzo-deformación.

Además, antes del desarrollo de la tecnología que trajo como consecuencia el desarrollo de la computadora se usaba típicamente ábacos que hoy en la actualidad su uso sería ineficiente.

Los programas de cómputo que se emplean habitualmente en la actualidad, suelen utilizar las metodologías de Bishop y Janbu, así como también algunos métodos conocidos como rigurosos o exactos; estos últimos principalmente son los métodos de Spencer, Morgenstern - Price, y Sarma, que probablemente son los más experimentados. En el ítem de metodologías para encontrar el factor de seguridad por equilibrio límite se encuentra diferentes procedimientos aunque sin entrar en las formulaciones específicas de cada uno. (Artemio Cuenca, 2001)

## 2.2 MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Por principio de cuentas es necesario dejar establecido el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituye un talud es un problema no resuelto por completo en la actualidad, ni aun para casos idealizados como sería los de suponer el material elástico o plástico. Esto hace que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad no puedan utilizarse, por lo que ha de recurrirse a métodos que, por lo menos en la época que empezaron a usarse, eran del tipo especial. En rigor estos métodos se encasillan hoy entre los de "análisis límite" o "equilibrio límite" que van siendo más frecuentes en todos los campos de la ingeniería. En esencia estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud (la forma específica de este mecanismo se busca frecuentemente en la experiencia) y en aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera de ver si, con tal resistencia, hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse.

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa del suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de desplazamiento supuesta. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de superficie de desplazamiento la máxima resistencia que se le considere.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros de labor muy meritoria. Collin (1845) habló por primera vez de superficies de deslizamiento curvas en las

fallas de los taludes e imagino mecanismos de falla que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño. Sin embargo sus ideas obtenidas de una observación muy objetiva de la realidad, se vieron obstaculizadas por opiniones anteriores y contrarias de Ch. A. Coulomb quien preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis mucho menos fecunda, según se demostró en el desarrollo posterior del campo y vio impuestas sus ideas quizá por el hecho de su mayor prestigio y autoridad. Las ideas de superficies de deslizamiento no planas fueron resucitadas en Suecia (1916) por Petterson, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido por una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes. La escuela sueca propuso asimilar la superficie de desplazamiento real a una cilíndrica cuya traza en el plano del papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobretodo facilidad en los cálculos, pues desde un principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre de Método Sueco aquellos procedimientos del cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulio propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico no se justifica.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de estabilidad de taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de mecánica de suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

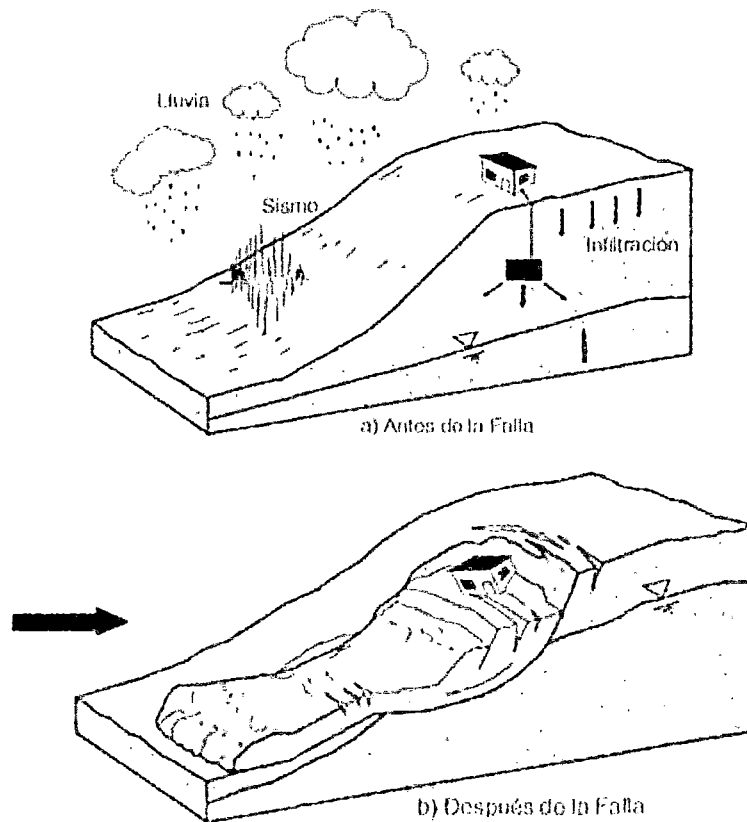
Así de esta forma hace ya bastantes décadas se ha estado empleando esta metodología de análisis de estabilidad de taludes y más recientemente se está



haciendo uso de teorías más elaboradas como es la de elementos finitos.  
 (Juarez Badillo, Rico Rodriguez, 1996)

### 2.2.1 Mecanismos de falla

La gran mayoría de taludes son aparentemente estables y estáticos, pero realmente son sistemas dinámicos en evolución. Un talud estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso (Fig 2.1). Por lo tanto, se requiere conocer detalladamente lo que ocurre dentro de un talud y los factores que actúan en él, para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. Este diagnóstico es un aspecto fundamental en la ciencia de la estabilidad de los taludes. Si el diagnóstico es equivocado, las medidas remediales y/o los procedimientos de estabilización fracasarían.



**Figura 2.1** El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores. (a) condición antes de la falla. (b) condición después de la falla.

(Jaime Suarez, 2000)

Antes de plantear una solución para la estabilidad de un talud, se debe tener un conocimiento pleno de la magnitud de la amenaza, las causas y los mecanismos que la generan. La elaboración del modelo conceptual del comportamiento o mecanismo de falla, es una de las actividades previas fundamentales para el diagnóstico y remediación de los problemas de deslizamiento, especialmente en los suelos residuales de ambientes tropicales donde la heterogeneidad de los materiales y la variedad de los parámetros fundamentales, hacen que el análisis determinístico sea impreciso. Para elaborar los modelos conceptuales se requiere el conocimiento de la geología, la mecánica de suelos, la hidrología, la morfología y las características ambientales del sitio, entre otros elementos fundamentales.

Respecto a todos los mecanismos de falla posibles en un talud natural se puede mencionar como resumen el siguiente cuadro.

**Tabla 2.1** Resumen de los conceptos claves concernientes a las pilas de lixiviación.

<b>Campo</b>	<b>ELEMENTOS FUNDAMENTALES PARA ESTUDIAR</b>
Litología y formación geológica	Tipo de formación, tipo de roca parental, proceso de formación del suelo, mineralogía, propiedades de cada uno de los materiales presentes en el talud
Estructura Geológica	Rumbo, buzamiento, abertura, rugosidad, relleno, separación, continuidad y características de las juntas, planos de estratificación fallas y demás estructuras
Geomorfología	Formas del terreno, patrones de drenaje, pendientes.
Estado de Meteorización	Profundidad de meteorización, tipo de meteorización variable con la profundidad.
Tectónica y Fracturación	Elementos tectónicos presentes, discontinuidades, rumbo y buzamiento de cada una de las discontinuidades, separación y abertura de cada discontinuidad, aspereza y relleno.
Pendiente y Topografía	Altura, pendientes, curvatura, convexidad, presencia de gradas y cambios topográficos.
Clima e Hidrología	Temperatura, vientos, precipitaciones promedio, lluvias máximas, tipo de lluvia duración de las lluvias, anomalías climáticas (El niño y la niña).
Hidrogeología	Áreas de infiltración, recarga interna del agua, conductividad hidráulica, porosidad, nivel freático.
Sismicidad	Fuentes sísmicas, magnitud e intensidad, aceleraciones y desplazamientos en los sismos esperados.
Vegetación	Tipo y características de la cobertura vegetal, profundidad y densidad de las raíces, espesor de suelos orgánicos, microflora y microfauna.
El efecto antrópico	Cambios inducidos por la acción humana, uso de la tierra, prácticas de agricultura, irrigación.
El Tiempo	Tiempo transcurrido desde la realización del corte, deforestación, sismo, etc. Presencia de fenómenos determinados por el tiempo.
Probabilidad de factores detonantes	La probabilidad de que ocurran factores detonantes como lluvias extraordinarias o sismos con determinados periodos de retorno.
Evolución de los movimientos	Magnitud probable de la amenaza, vulnerabilidad de los elementos en riesgo y magnitud probable del riesgo.
Alternativas de remediación	Posibles alternativas de manejo, control o estabilización, si los movimientos son remediables.

### 2.2.1.1 Efecto del agua

La mayoría de las fallas de los taludes están relacionadas de una u otra forma, con el agua. El agua juega un papel muy importante en la mayoría de los procesos que reducen la resistencia del suelo. Igualmente, está relacionada con varios tipos de carga que aumentan los esfuerzos del cortante en los taludes. En las fallas de los taludes, el agua puede actuar como un elemento detonante debido a los siguientes efectos:

#### **Aumento del peso del suelo**

Los sedimentos tienen porosidades altas y cuando los vacíos se llenan de agua, el peso unitario aumenta considerablemente.

#### **Disminución de la resistencia por el agua absorbida**

Debido a las fuerzas electro-químicas, el agua es absorbida fácilmente y se adhiere a los bordes y caras de las partículas de arcilla causando la disminución de la resistencia.

#### **Disolución**

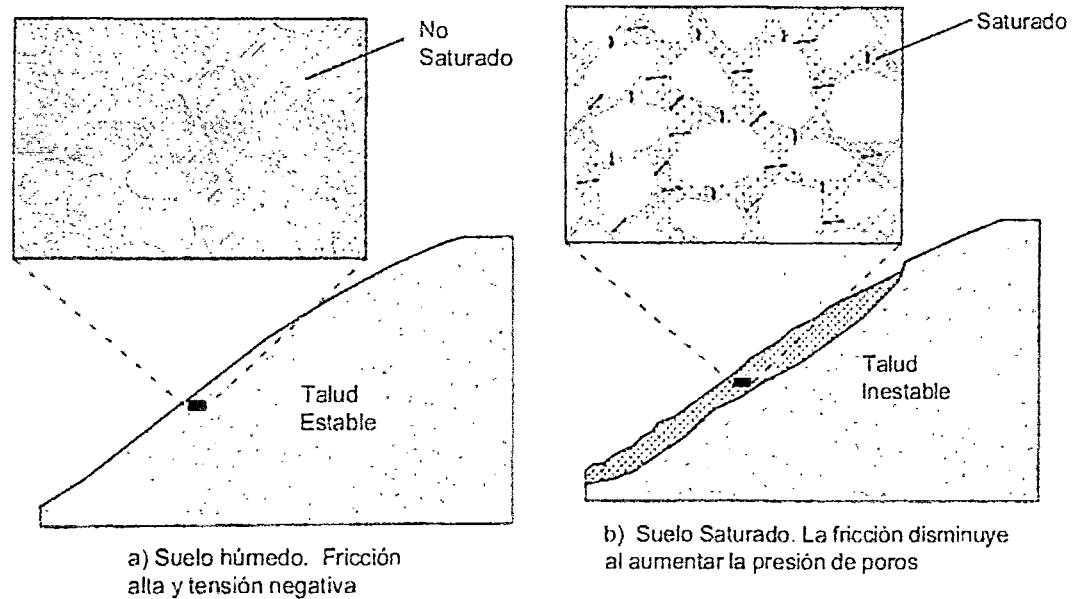
El agua al fluir a través de los poros, puede disolver los minerales que unen las partículas, disminuyendo la resistencia y haciendo más fácil el colapso.

#### **Erosión interna**

El agua al fluir puede generar pequeñas cavernas, las cuales pueden inducir la falla.

#### **Presión de poros**

La presión se aumenta en el agua de los poros, disminuyendo la resistencia a la fricción, según se explica en la Fig. 2.2.



**Figura 2.2** La saturación del perfil del suelo puede activar un deslizamiento.

### 2.2.1.2 Vibraciones y sismos

Los sismos pueden generar deslizamientos especialmente en los taludes con estabilidad marginal; deslizamientos por licuación y deslizamientos de traslación en los suelos arcillosos de gran espesor. Igualmente, se puede producir agrietamiento y desintegración en los taludes de roca.

### Cargas sísmicas

Los sismos producen aceleraciones horizontales y verticales sobre los taludes, los cuales resultan en variaciones de esfuerzos colocados en forma rápida. Las fuerzas dinámicas que actúan sobre el talud pueden causar inestabilidad momentánea.

De este modo también se conocen los agrietamientos co-sísmicos que se pueden producir en los materiales más rígidos o más frágiles, siendo un factor que modifica la estabilidad del talud.

Además, debido a las acciones de cargas sísmicas la cohesión natural entre las partículas del suelo se pierde y esto también es un factor que modifica las

condiciones de estabilidad. Además con las condiciones adecuadas de agua y del suelo para el caso particular de una arena suelta podría producirse licuación.

Adicionalmente de estos existen otros factores los cuales se podrían mencionar; sin embargo, no es el objetivo de este capítulo ni de esta investigación. (Jaime Suarez, 2000)

### 2.3 PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS

Durante los últimos años hasta la actualidad siempre se ha preferido la utilización de los métodos clásicos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad debido a su sencillez y el valor obtenido del factor de seguridad no dista mucho de lo real, ¿pero cómo se sabe cuánto es el factor de seguridad real?. Para ello se hicieron muchas pruebas de un talud en escala reducida modelo-prototipo en el cual mediante sensores, deformímetros, y otra instrumentación, se fueron “calibrando” las metodologías y validando otras nuevas. Sin embargo, este tipo de método no requiere ningún tipo de relación esfuerzo-deformación.

La principal característica de este tipo de método para encontrar el factor de seguridad de un talud es que se asumen una superficie de desplazamiento por el cual suelo va a fallar. Pero cuando decimos que el suelo va a fallar hacemos referencia a que las fuerzas de corte son iguales a la resistencia cortante en ese plano de falla, que es justo cuando el factor de seguridad es igual a 1. De este modo se interpreta que la masa de terreno superior desliza por encima de la inferior a través del plano de falla supuesto mencionado anteriormente.

Además como ya se había mencionado anteriormente este tipo de cálculo en el que no interviene ningún análisis esfuerzo-deformación puede resultar no muy útil cuando se requiera otro tipo de valores de salida como por ejemplo desplazamientos, que para el caso de pilas de lixiviación son sumamente críticos. El siguiente capítulo trata el tema mediante el uso del método de elementos finitos por lo que no se profundizará en este capítulo.

Se define el factor de seguridad (FS), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los

coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

$$FS = \frac{\text{Resistencia al Corte}}{\text{Esfuerzo Cortante}} \quad (2.1)$$

$$FS = \frac{\int \tau_R ds}{\int \tau ds} \quad (2.2)$$

Donde:

$\tau_R$  es la resistencia al corte máxima que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, esto depende de los parámetros de resistencia del mineral.

$\tau$  es la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, (la fuerza actuante depende de las diferentes condiciones externas ya mencionadas anteriormente).

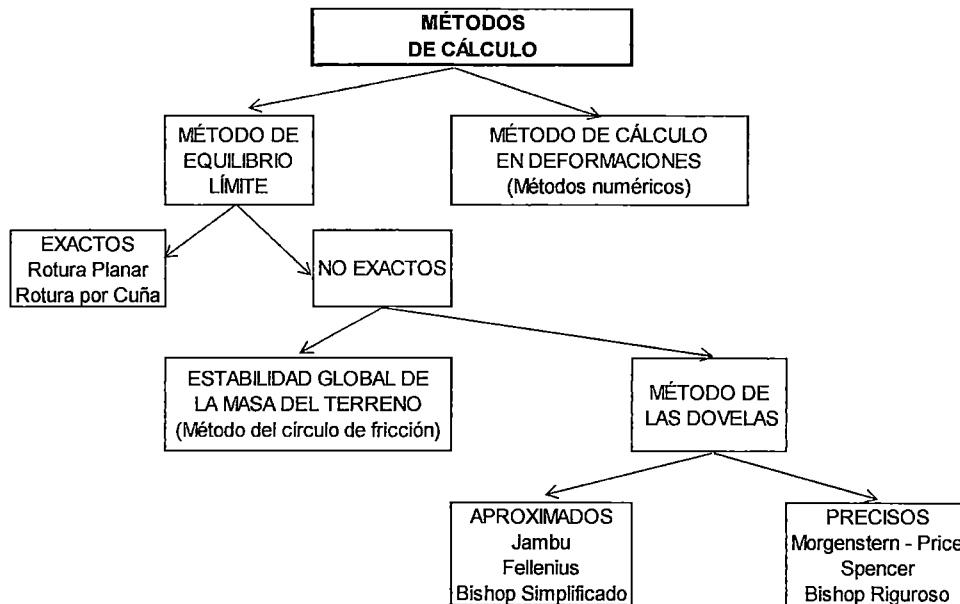
$ds$  es el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Y en las superficies circulares donde existe un centro de giro y los momentos puede expresarse de la siguiente manera.

$$FS = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Actuante}} \quad (2.3)$$

Entonces podemos resumir en el siguiente cuadro:

Para tener una visión general de los diferentes procedimientos del cálculo de estabilidad aplicando el criterio de equilibrio límite se resume en el siguiente esquema: (Jose Ale, 2000)



**Figura 2.3** Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes. (Instituto Tecnológico Geominero de España, 1986)

Para la aplicación del método de equilibrio límite son requeridas las siguientes fases de cálculo:

- Determinar el mecanismo de rotura cinemáticamente admisible. Generalmente se consideran para la superficie de deslizamiento, formas geométricas sencillas, como pueden ser rectas o circunferencias.
- A partir de la condición de equilibrio, se establecen relaciones entre las fuerzas presentes en el problema. Diferenciando entre las fuerzas que inducen al desequilibrio (peso, cargas externa, etc.), y las fuerzas internas resistentes. Las ecuaciones necesarias que se deben cumplir en el problema son:
  - Equilibrio de fuerzas tanto verticales como horizontales.
  - Equilibrio de momentos respecto a un punto arbitrario.
- Se analiza la estabilidad del conjunto a partir del concepto del factor de seguridad.
- Mediante cálculos repetitivos o iterativos se va encontrando el menor valor del factor de seguridad que va asociado con la superficie de deslizamiento más desfavorable. (Alonso, 1989)

De este modo para estudiar los métodos de análisis podemos antes distinguir tres grandes grupos, como son el método de análisis considerando una



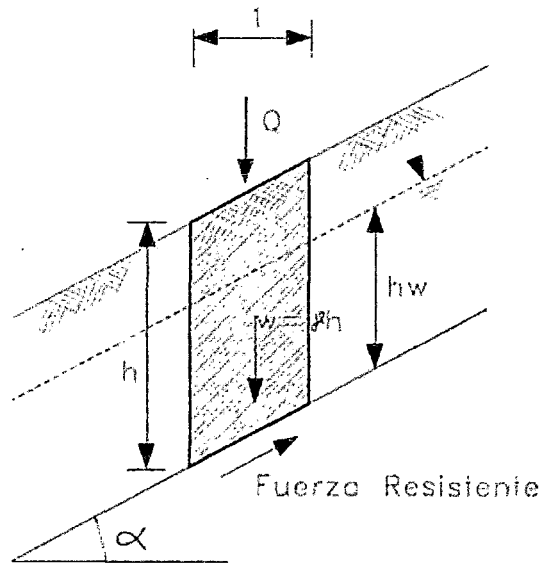
superficie de desplazamiento paralela al talud, o una superficie de desplazamiento circular todo el elemento sin ninguna partición, o mediante las famosas dovelas.

### 2.3.1 Análisis del talud infinito

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad no muy grande y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Cabe indicar que en muchas pilas de lixiviación con materiales que no presentan cohesión, es usual la presencia de fallas de talud infinito durante los análisis de estabilidad.

El análisis de talud infinito es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud. En este tipo de metodología se supone en el suelo un comportamiento isotrópico, homogéneo; además del talud infinitamente largo, y como se mencionó anteriormente la superficie de desplazamiento paralela al talud.

Entonces para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse para un talud infinito para una unidad de área haciendo uso del criterio de Mohr-Coulomb.



**Figura 2.4** Diagrama de análisis, método del talud infinito.(Alonso, 1989)

Para un talud sin cohesión ( $c=0$ ) se tendría que el factor de seguridad sería:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (2.4)$$

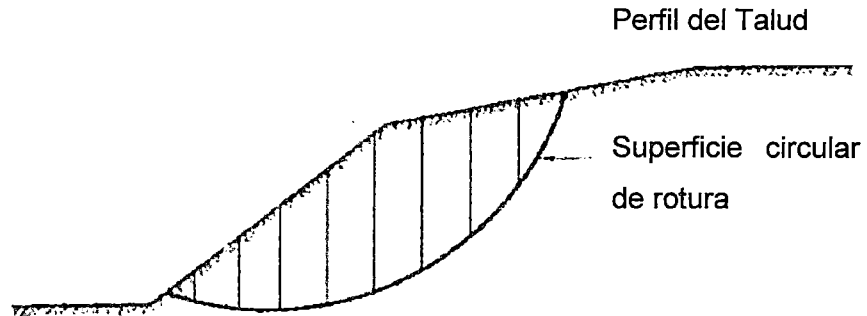
En el caso de suelos con cohesión:

$$FS = \frac{c + (\gamma h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha} \quad (2.5)$$

Cuando se tiene que el factor de seguridad es igual a 1 se denomina ángulo de reposo. (Jaime Suarez, 2000)

### 2.3.2 Método de las dovelas

El procedimiento es ampliamente conocido y consiste en dividir al talud en dovelas que independientemente pasan a ser un sólido rígido y cada una de las subdivisiones son sometidas a equilibrio estático y de momentos según el método de análisis empleado. La figura representativa se muestra a continuación.

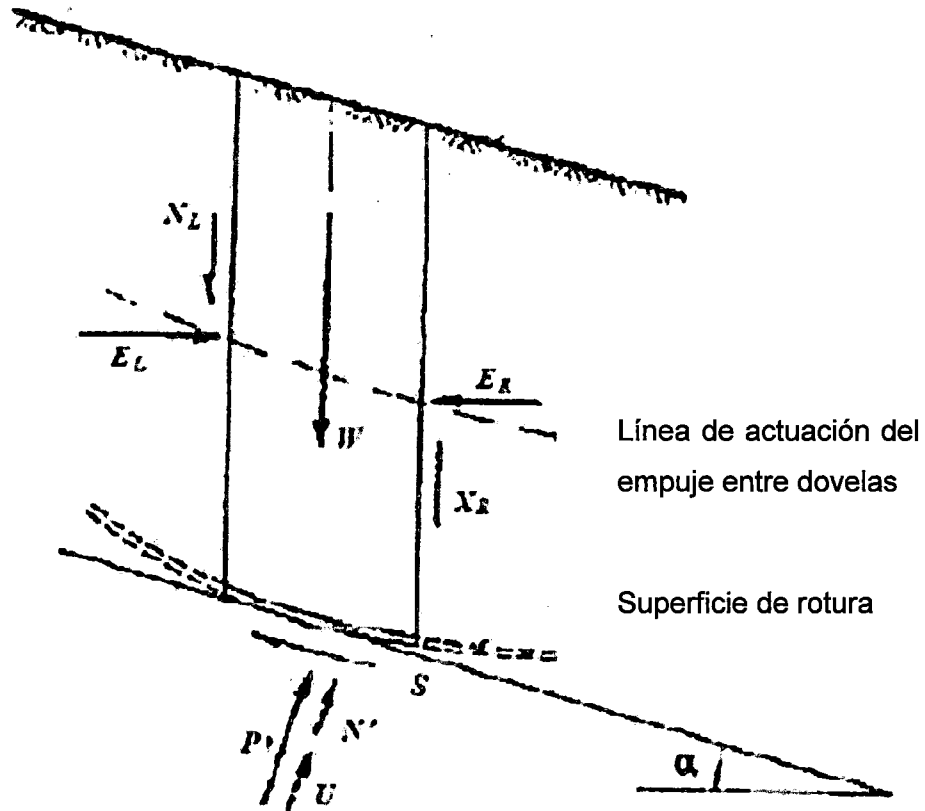


**Figura 2.5** Representación de la división en dovelas de la masa del terreno potencialmente desplazado. (Alonso, 1989)

Mediante el uso del método de las dovelas se consigue por un lado, una mejor aproximación a la distribución de esfuerzos normales a lo largo de la superficie de desplazamiento, la cual se verá afectada por la altura de terreno que haya en cada dovela. Por otro lado, mediante el uso del método de las dovelas, se facilita el análisis de terrenos en el que el material no es homogéneo, puesto que solo es necesario definir las dovelas de manera adecuada al terreno.

Se aplican dos hipótesis simplificadoras a las dovelas: por un lado, se considera que estas son suficientemente estrechas para poder considerar que la base de cada dovela es rectilínea; y por otro lado, se considera que la base de cada dovela está afectada únicamente por un tipo de material.

Se puede presentar el esquema de las fuerzas que actúan sobre una dovela.



**Figura 2.6** Esquema de las fuerzas que actúan sobre una dovela.  $E_R$  y  $X_R$  son las fuerzas actuantes en la parte derecha, y  $E_L$ ,  $X_L$  son las fuerzas actuantes en el sector izquierdo.  $P$ ,  $N'$ ,  $U$  y  $S$ , son las fuerzas actuantes en la base de la dovela. (Alonso 1989).

Se presenta a continuación un resumen de los métodos más comunes y las consideraciones de equilibrio en cada uno de ellos:

**Tabla 2.2** Ecuaciones de equilibrio satisfechas por los métodos de equilibrio límite más utilizados. (Alonso, 1989)

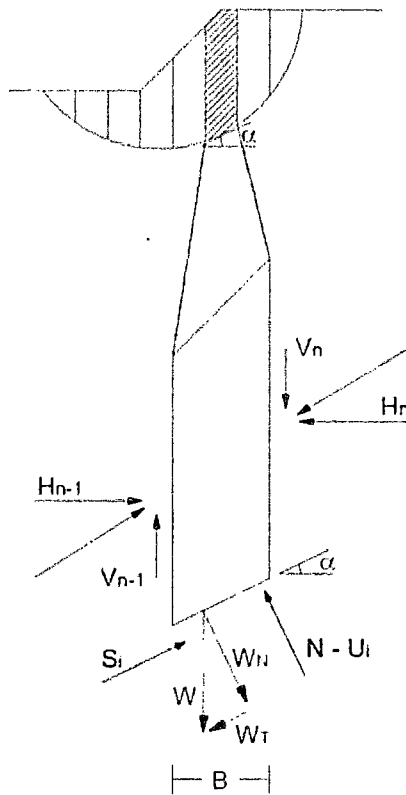
Métodos de Equilibrio Límite	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos
Fellenius (ordinario) - 1927	Si	No	No	Si
Bishop Modificado - 1955	Si	No	No	Si
Jambu Generalizado - 1968	Si	Si	Si	Si*
Spencer - 1967	Si	Si	Si	Si
Morgenster - Price - 1965	Si	Si	Si	Si
GLE	Si	Si	Si	Si
Corps of Engineers - 1970	Si	Si	Si	No
Lowe- Karafiath - 1960	Si	Si	Si	No
Sarma - 1973	Si	Si	Si	Si

\* Se cumple el equilibrio de momentos a nivel de dovelas.

El número de ecuaciones de equilibrio disponibles es menor que el número de incógnitas, como consecuencia los métodos que no son rigurosos desde el punto de vista de equilibrio de fuerzas o momentos, emplean hipótesis adicionales para resolver el problema. Se sabe, que en los métodos que satisfacen todas las ecuaciones de equilibrio, las hipótesis que incorporan, en general, no afectan significativamente el valor del factor de seguridad. En el caso de métodos que solo satisfacen el equilibrio de fuerzas y no el de momentos, el valor del factor de seguridad, viene afectado por la hipótesis de inclinación de las fuerzas entre dovelas. Como consecuencia estos métodos no dan siempre un grado de precisión tan elevado como los métodos que satisfacen todas las ecuaciones de equilibrio.

### 2.3.2.1 Método de Fellenius

Casi todos los métodos de equilibrio límite utilizados en la actualidad, se basan en el denominado método de las dovelas, propuesto por Fellenius (Fig 2.7), el cual consiste en dividir la masa de suelo potencialmente deslizante, en dovelas verticales.



**Figura 2.7** Formulación del método de Fellenius. (Jose Ale, 2000)

Cuando se discretiza al talud en dovelas, se analiza el equilibrio de cada elemento, para después analizar el equilibrio global y obtener un factor de seguridad al que ya sabemos que es la relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes.

De la Fig 2.7, se puede observar que el peso de la dovela ( $W$ ) se descompone en una componente tangencial ( $W_T$ ) y otra componente normal ( $W_N$ ), paralela y perpendicularmente a la base de la dovela, respectivamente.

La componente tangencial  $W_T$  origina una fuerza cortante, inducida a lo largo de la base de la dovela, a la que se le opone la propia resistencia al corte ( $S_i$ ) del terreno. Mientras que la componente normal  $W_N$ , actúa perpendicularmente al plano de la base de la dovela, a la cual disminuida en la fuerza producida por la presión de poros ( $U_i$ ), se opone a la reacción normal del suelo que se encuentra en la base de la dovela ( $N$ ).

Las fuerzas  $V$  y  $H$ , con sus respectivos subíndices, definen la interacción entre las dovelas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos; en el caso de Fellenius no se considera estas fuerzas en el cálculo del Factor de Seguridad. Por lo tanto:

$$FS = \frac{\sum [c.B + (W \cos \alpha - u.B) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.6)$$

Dónde:

$$W_N = W \cdot \cos \alpha$$

$$W_T = W \cdot \sin \alpha$$

$$U_i = u \cdot B$$

$W$  : Peso de la dovela.

$W_N$  : Componente normal del peso de la dovela.

$W_T$  : Componente tangencial del peso de la dovela.

$N$  : Reacción normal del suelo sobre la dovela.

$u$  : Presión de poros.

$U_i$  : Fuerza producida por la presión de poros.

$B$  : Base de la dovela.

$c$  : Cohesión del suelo

$\phi$  : Ángulo de fricción del suelo

$\alpha$  : Ángulo de la superficie de desplazamiento en la dovela

$FS$  : Factor de seguridad

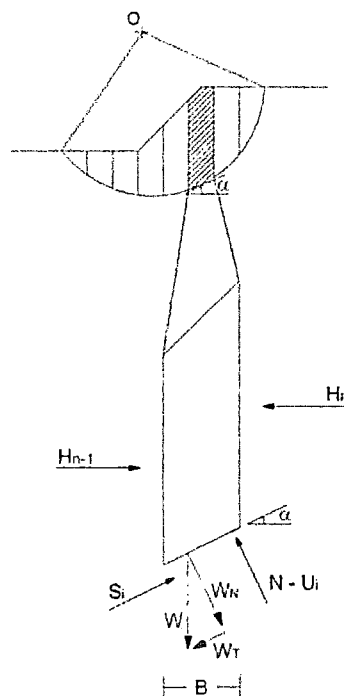
En algunos casos será necesario considerar la incidencia de las sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través de las masas del suelo, así como las acciones sísmicas que típicamente se le conocen como el análisis pseudoestático.

La metodología es la siguiente, se asume una potencial superficie de desplazamiento, a partir de la cual se discretiza y se corre el análisis, y así sucesivamente hasta encontrar el mínimo factor de seguridad, entonces así de este modo los programas típicos que efectúan el cálculo de la estabilidad de un talud consideran una gran cantidad de superficies potenciales de falla y por cada uno de ella se realiza el cálculo del factor de seguridad; por lo tanto, el cálculo manual de esto sería demasiado engorroso. (Jose Ale, 2000)

### 2.3.2.2 Método de Bishop simplificado

Como el método de las dovelas no es muy preciso para suelos que presentan fricción, Bishop (1955) propuso otro método originalmente desarrollado para superficies circulares, el cual considera la condición de equilibrio entre las fuerzas de interacción verticales actuantes entre las dovelas.

Ya que en los suelos que presentan fricción ( $\Phi > 0$ ), la resistencia cortante depende de los esfuerzos confinantes, al considerar la condición de equilibrio de fuerzas verticales (solamente se considera empuje horizontal), la determinación de las fuerzas normales se hace más precisa. La siguiente figura ilustra la formulación de éste método.



**Figura 2.8** Formulación del método de Bishop Simplificado. (Jose Ale, 2000)



El cálculo de la metodología original se basa en buscar el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular que coincide con la superficie de desplazamiento; en la posterior versión modificada, se puede aplicar a superficies no curvas, teniendo que definir centros ficticios. Este es un método iterativo en el cual se parte de un Factor de Seguridad calculado de una superficie falla dada.

$$FS = \frac{\sum [c.B + (W - u.B) \tan \phi / \tan ma]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.7)$$

Donde:

$$ma = \cos \alpha \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{FS} \right) \quad (2.8)$$

W : Peso de la dovela.

$W_N$  : Componente normal del peso de la dovela.

$W_T$  : Componente tangencial del peso de la dovela.

N : Reacción normal del suelo sobre la dovela.

u : Presión de poros.

$U_i$  : Fuerza producida por la presión de poros.

B : Base de la dovela.

c : Cohesión del suelo

$\phi$  : Ángulo de fricción del suelo

$\alpha$  : Ángulo de la superficie de desplazamiento en la dovela

FS : Factor de seguridad

Del mismo modo que en el caso anterior se tiene que se efectúan los cálculos para muchas superficies potenciales de falla con el objetivo de encontrar el mínimo valor. (Jose Ale, 2000)

### 2.3.2.3 Método de Janbu simplificado

El método de Janbu simplificado es muy similar al método de Bishop simplificado, pero en este caso únicamente se cumple el equilibrio total de fuerzas horizontales, pero no el de momentos. El diagrama de fuerzas actuante en una dovela es el mismo que el diagrama para el caso de Bishop (Fig. 2.8). El método es una de las primeras rutinas para el análisis de superficies de rotura no circulares, suponiendo que las fuerzas entre elementos son nulas; por lo tanto, la

expresión obtenida por la fuerza normal a las dovelas es la misma que para el método de Bishop. En este caso, el equilibrio de las fuerzas horizontales proporciona un Factor de Seguridad de equilibrio de fuerzas sin considerar las fuerzas entre elementos ( $F_0$ ). Para incluir el efecto de las fuerzas entre elementos al cálculo se puede aplicar un factor de corrección ( $f_0$ ) de tal manera que el Factor de Seguridad del equilibrio de Fuerzas horizontales ( $F_f$ ) es el siguiente:

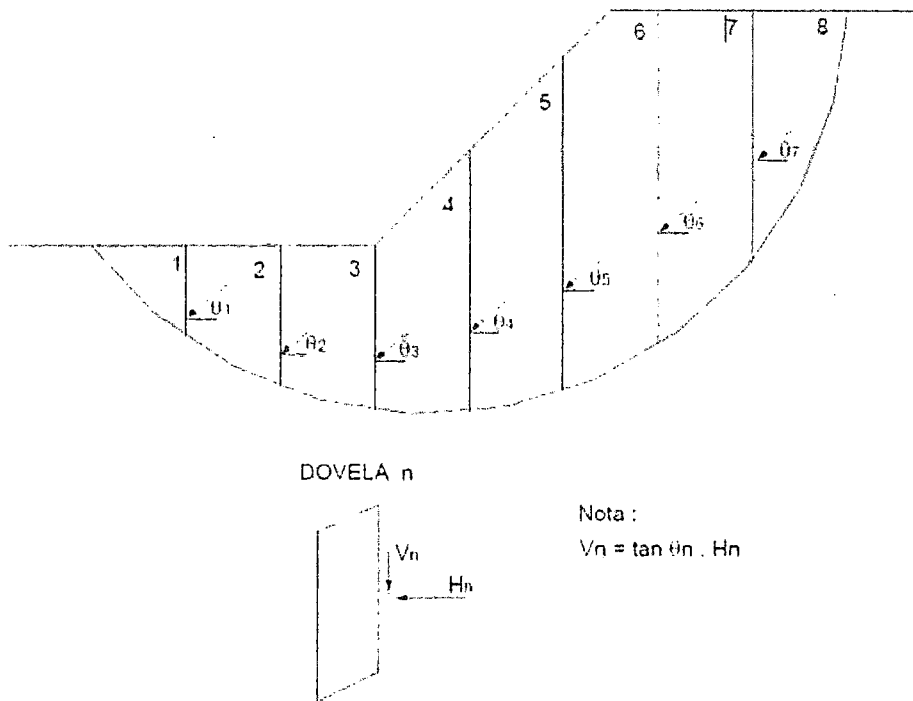
$$F_f = f_0 \cdot F_0 \quad (2,9)$$

Para la obtención de este factor ( $f_0$ ), se calibró el análisis con el método de Janbu Riguroso y comprobaron que este factor sólo dependía de la geometría del problema y de las características del suelo, y se pueden encontrar en tablas y figuras.

Al igual que el caso anterior, el problema está sobre-determinado y el momento global de equilibrio no se satisface. El Factor de Seguridad que se determina con el equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ) es más sensible a la hipótesis realizada que el Factor de Seguridad determinado con equilibrio de momentos ( $F_m$ ). Por esto es preferible emplear métodos que utilicen el equilibrio de momentos para calcular Factor de Seguridad.

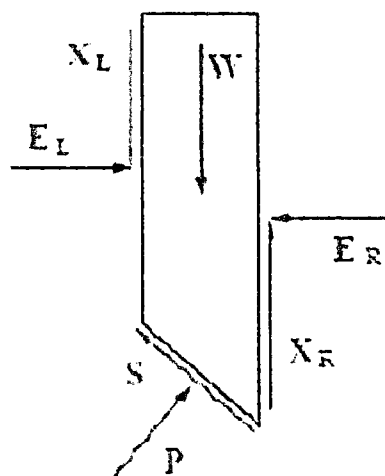
#### 2.3.2.4 Método de Spencer

Este método es uno de los considerados rigurosos. Supone que la interacción entre dovelas actúa como una componente de empuje con un ángulo ( $\theta$ ) de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función a ese ángulo ( $\theta$ ), hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a superficies de desplazamientos circulares como generales. La Fig. 2.9 ilustra esta metodología.



**Figura 2.9** Formulación del método de Spencer. (Jose Ale, 2000)

Inicialmente este método fue formulado para superficies de desplazamiento circulares pero después se generaliza para cualquier tipo superficie de desplazamiento siempre que se adopte un centro de rotación friccional. El equilibrio de esfuerzos es el que se muestra en la Fig. 2.10.



**Figura 2.10** Fuerzas en una dovela por el método de Spencer. (Alonso, 1989)

La Fig. 2.10 es una representación de las fuerzas actuantes en una dovela consideradas en el método de Spencer y Morgenstern-Price.  $W$  son las cargas verticales externas,  $E_L$  y  $E_R$  las fuerzas normales izquierda y derecha entre dovelas;  $X_L$  y  $X_R$  fuerzas verticales entre dovelas a izquierda y derecha;  $P$  y  $S$  son la fuerza normal y tangencial a la base de la dovela respectivamente.

Entonces como se mencionó anteriormente las fuerzas entre dovelas tienen una inclinación constante, de tal modo que se puede formular la siguiente expresión.

$$\frac{X}{E} = \tan \theta \quad (2.10)$$

Donde  $X$  son las fuerzas verticales y  $E$  las fuerzas horizontales. La fuerza normal en la base del elemento será pues:

$$P = \left[ W \cdot (E_R - E_L) \cdot \tan \theta - \frac{1}{FS} (c' l \sin i - u l \tan \phi' \sin i) \right] / m_i \quad (2.11)$$

Donde,

$$m_i = \cos i \left( 1 + \tan i \cdot \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (2.12)$$

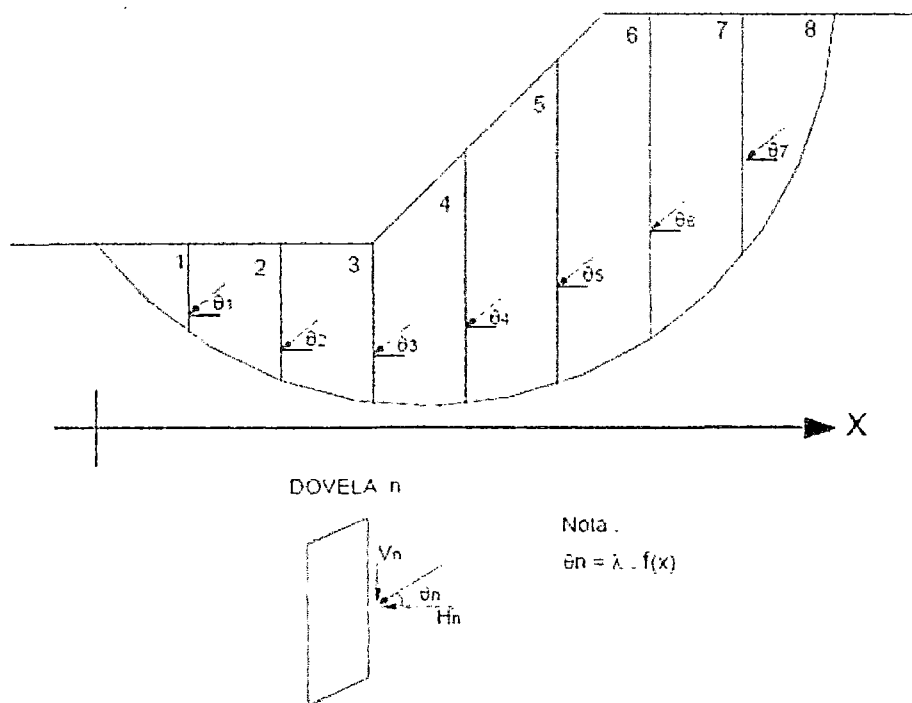
El Factor de Seguridad (FS) es definido como el esfuerzo de corte movilizado respecto la disponible;  $E_R$  y  $E_L$  son las fuerzas horizontales derecha e izquierda respectivamente, entre los elementos de la dovela;  $u$  es la presión de poro en la superficie de rotura;  $l$  es la longitud de la base de la dovela;  $i$  la inclinación de la base del elemento;  $c$  y  $\phi$  la cohesión y el ángulo de fricción en la superficie de rotura respectivamente.

Suponiendo que el ángulo  $\theta$  es constante para todos los elementos de la vertiente, se pueden hacer ambos, el equilibrio global de momentos y el de fuerzas, de manera que se encuentran dos valores del Factor de Seguridad, el del equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ) y el de momentos ( $F_m$ ). Se puede encontrar un valor de  $\theta$  tal que ambos factores de seguridad coincidan, que será el Factor de Seguridad de la vertiente. Spencer estudió la relación entre  $F_f$  y  $F_m$  por un problema tipo y dedujo que el factor de seguridad resultante del equilibrio de momentos es relativamente insensible a las fuerzas entre elementos. Esta conclusión es coincidente con la de Bishop. (Jose Ale, 2000)

### 2.3.2.5 Método de Morgenstern y Price

Este caso es muy parecido al anterior, de la metodología de cálculo de Spencer, con la diferencia que la interacción entre las dovelas es de acuerdo a una función, la cual evalúa las interacciones a lo largo de la superficie de desplazamiento. Entonces de este modo los esfuerzos y las fuerzas varían continuamente con la superficie. Por otro lado como en el caso anterior se conocía que la razón entre las fuerzas verticales y horizontales, en la interacción era una constante  $\tan\theta$ , pero en este caso no, puesto que esta razón es una función  $\lambda f(x)$ , que varía de forma continua a lo largo de la línea, y  $\lambda$  es un valor de escala.

Para escoger  $f(x)$  se puede hacer considerando la distribución de esfuerzos normales a los límites de los elementos. En general, no tiene que haber esfuerzos efectivos de tracción y los esfuerzos de corte deben ser menores a los requeridos por el equilibrio crítico local.

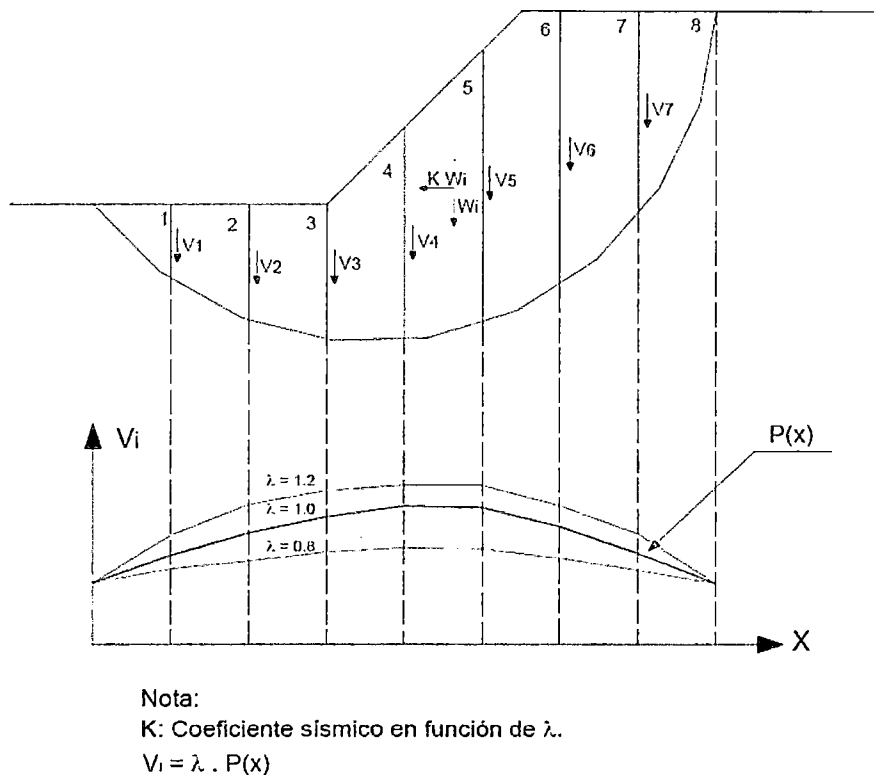


**Figura 2.11** Formulación del método de Morgenstern y Price. (Jose Ale, 2000)

### 2.3.2.6 Método de Sarma

Este método se basa en la búsqueda de la aceleración horizontal necesaria, para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El Factor de Seguridad es calculado reduciendo progresivamente la resistencia al cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a dovelas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

Cabe recalcar que el método de Sarma es uno de los métodos rigurosos, que no presenta problemas de convergencia, en la determinación del FS. La siguiente Figura ilustra la formulación de este método.



**Figura 2.12** Formulación del método de Sarma. (Jose Ale, 2000)

De los métodos presentados, la decisión de qué método utilizar depende de muchas variables, pero especialmente de la geometría de la superficie de desplazamiento estimada y de los parámetros del suelo.

Los métodos que calculan el FS por equilibrio de momentos están muy poco influenciados por las hipótesis referidas a la interacción que existe entre las

dovelas; es por eso que en el caso de superficies de desplazamientos circulares en suelos relativamente homogéneos e isotrópicos, el método de Bishop proporciona resultados bastantes confiables.

En el caso de masas de suelo en que hay alternancia de estratos con características geotécnicas diferentes, será necesario el modelamiento de superficies de rotura no circulares. Un procedimiento recomendado es empezar el análisis usando los métodos de Bishop y Janbu para que después, definidas las condiciones críticas, analizar con algunos de los métodos rigurosos. (Jose Ale, 2000)

## CAPÍTULO III. ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A GEOTECNIA Y AL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El método de elementos finitos ha llegado a ser una herramienta poderosa en la solución numérica de un amplio rango de problemas de ingeniería. Las aplicaciones van desde el análisis de esfuerzo-deformación de automóviles, aeronaves, edificios, estructuras de puentes, análisis de campo de flujo de calor, de fluidos, magnético, filtraciones, y otros problemas de flujo, y en la ingeniería civil estudiado en el campo estructural, así como en la ingeniería geotécnica. Con los avances de la tecnología de las computadoras y de los sistemas CAD, pueden modelarse problemas más complejos con relativa facilidad.

En este método de análisis, una región completa que define un continuo se discretiza en formas geométricas simples llamadas elementos finitos. Las propiedades del material y las relaciones gobernantes, son consideradas sobre esos elementos y expresadas en términos de valores desconocidos en los bordes de elemento. Un proceso de ensamble, cuando se consideran debidamente las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones. La solución de esas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo. (Tirupathi, Ashok, 1999)

### 3.1 INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de elementos finitos puede ser definido como un proceso de aproximación de problemas de medio continuo donde:

- a) El medio continuo es dividido en un número finito de partes (elementos) cuyo comportamiento es especificado a través de un número finito de parámetros.
- b) La solución del sistema total, considerando como un ensamblaje de sus elementos, sigue las mismas reglas correspondientes a problemas de sistemas discretos.

Los primeros estudios de convergencia mostraron que el método necesitaba de un fundamento matemático mayor. Se percibió entonces que el método podía ser abordado a través de la minimización de una función al que, en el caso del



método de los desplazamientos consistía en la energía potencial total del sistema. El método fue considerado como una generalización del método de Ritz, permitiendo su uso en numerosas aplicaciones estructurales y dando un mayor sustento teórico a la formulación. Este enfoque variacional permitió estudiar matemáticamente los requisitos de convergencia.

Para ciertos problemas no existe el funcional correspondiente al cual minimizar. El enfoque de residuos ponderados puede ser utilizado. La metodología consiste en minimizar el residual de la ecuación diferencial del problema en estudio. Este residual puede ser construido de diversas maneras. Entre estos se destacan el método de Galerkin. (Zienkiewicz, 2000)

### 3.1.1 Procedimiento básico del método de elementos finitos

- a) Dividir el continuo (1D, 2D, 3D) en elementos finitos.
- b) Formular las propiedades de cada elemento. En problemas de esfuerzos, esto significa determinar cargas nodales asociadas a todos los estados de deformación permitidos de cada elemento. En problemas de flujo, esto significa determinar cargas hidráulicas asociadas con todos los campos de velocidad permitidos en el elemento
- c) El ensamblaje de los elementos para obtener el modelo discretizado (en elementos finitos) del continuo.
- d) Aplicar las cargas conocidas (en problemas de esfuerzo, fuerzas, o momentos nodales, en problemas de flujo, flujo prescrito).
- e) Especificar como el modelo está sustentado (apoyos externos). En problemas de esfuerzo esto requiere conocer los valores de desplazamientos en ciertos puntos nodales (en general iguales a cero). En problemas de flujo, esto implica conocer los valores de carga hidráulica en ciertos puntos nodales.
- f) Resolver el sistema de ecuaciones algebraicas resultante para calcular todos los grados de libertad, (desplazamientos o cargas hidráulicas) desconocidas.
- g) Calcular las cantidades secundarias. En problemas de esfuerzos, determinar valores de esfuerzo y deformación con auxilio de los desplazamientos nodales obtenidos en el paso (f). En el caso de flujo,

determinar el campo de velocidades en el elemento con auxilio de los resultados encontrados en el paso anterior.

### 3.1.2 Idealización de un medio continuo

El punto de partida de la idealización consiste en la subdivisión del medio continuo en un número finito de elementos. El elemento triangular de 15 nudos fue escogido para trabajar en la presente investigación.

### 3.1.3 Funciones de interpolación

Estas funciones definen la variación de ciertas magnitudes en el elemento. Así, en la formulación del método, las funciones de interpolación permiten caracterizar los valores correspondientes a los desplazamientos y a las coordenadas de un punto localizado en el interior de un elemento en función de los valores definidos en los puntos nodales del mismo. Sea "Q" el valor genérico de una de estas magnitudes en un determinado punto (x,y), entonces:

$$Q = \sum_{i=1}^n N_i Q_i; \quad (3.1)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n.$$

Donde "n" corresponde al número de puntos nodales del elemento y  $N_i$  representa el valor de la función de interpolación correspondiente al punto nodal "i". De esta forma, si los valores de  $Q_i$  correspondientes a cada punto nodal fueran conocidos, el valor de Q relativo a cualquier punto en el interior del elemento podría ser determinado. (Roca, 2000)

## 3.2 CONSIDERACIONES TEÓRICAS

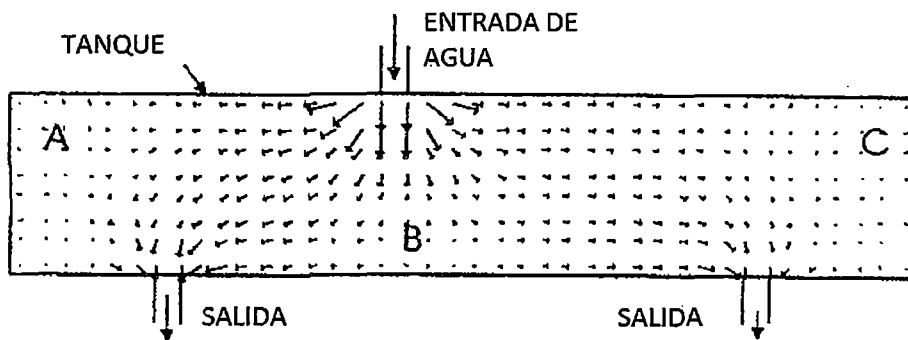
### 3.2.1 Requerimiento para la solución general

En general, la solución teórica deberá satisfacer: equilibrio, compatibilidad, comportamiento constitutivo del material, y condiciones de borde (fuerzas y desplazamiento). Cada una de estas consideraciones serán explicadas brevemente a continuación.

### 3.2.2 Equilibrio

Para cuantificar como las fuerzas son transmitidas a través de un medio continuo utilizamos el concepto de esfuerzo (fuerza por unidad de área). La magnitud y la dirección del esfuerzo y la manera en la cual este varía espacialmente indican como las fuerzas son transferidas. Sin embargo estos esfuerzos no pueden variar al azar, existen ciertas reglas que deben obedecer.

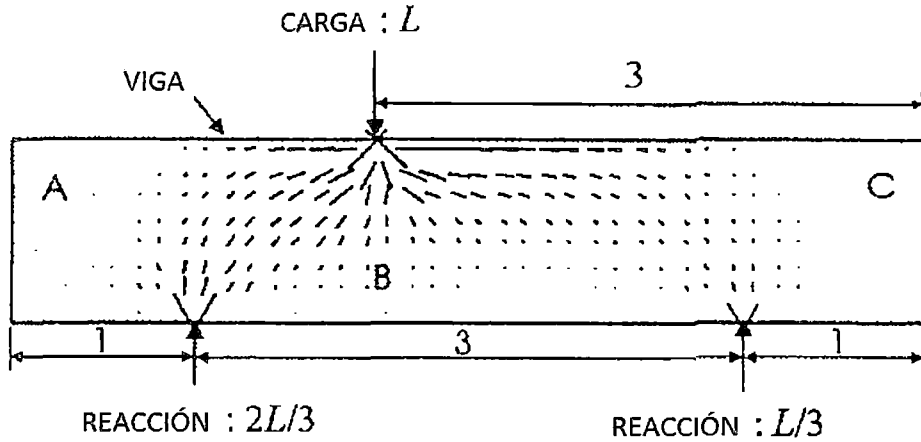
Antes de considerar el concepto de esfuerzo, un ejemplo análogo del problema puede ser el flujo de agua a través de un tanque lleno de arena como se muestra en la Fig. 3.1. El tanque lleno de arena tiene una entrada y dos salidas. La figura muestra vectores de velocidad del agua en puntos discretos dentro del tanque. El tamaño de las flechas representa la magnitud de la velocidad, mientras su orientación muestra la dirección del flujo. Debido a la cercanía de la salida de agua del lado izquierdo, mayor cantidad de agua fluye en esa dirección que en la salida del lado derecho. Como se podría esperar el flujo es mucho menor en las regiones A, B y C.



**Figura 3.1** Trayectoria de flujo de agua en un tanque de arena. (Potts, Zdravkovic, 1999)

Similarmente al caso anterior, en el caso de una viga simplemente apoyada en dos extremos (dos reacciones) y cargada mediante una fuerza de magnitud "L" y sentido como se muestra en la Fig. 3.2. Resolviendo el sistema de equilibrio las reacciones deben ser:  $L/3$  y  $2L/3$ . Sin embargo, lo que si no es claro es como la fuerza es transmitida a través de la viga, del mismo modo no es posible ver esa

transferencia de carga de "L" hacia los apoyos. Los esfuerzos son esencialmente cantidades ficticias. Del mismo ejemplo, la manera en la cual el esfuerzo principal mayor es transmitido por medio de la viga es mostrada en la Fig. 3.2, donde la magnitud de la flecha representa la magnitud del esfuerzo y la orientación la dirección de la transmisión.



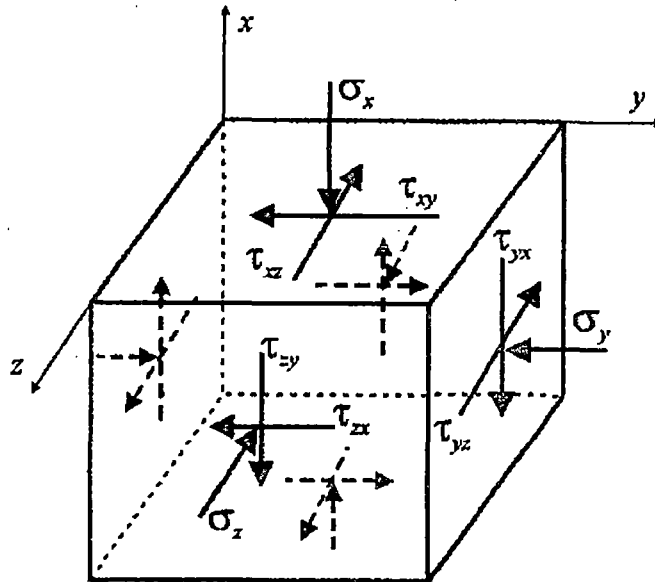
**Figura 3.2** Trayectoria de esfuerzos transmitidos a través de una viga. (Potts, Zdravkovic, 1999)

Mientras que la velocidad del flujo es un vector con, esencialmente tres componentes cada uno de ellos en una dirección de cada eje de coordenadas cartesianas, el esfuerzo es un tensor consistente en seis componentes. Del mismo modo como hay reglas que gobiernan el comportamiento del flujo a través del tanque, hay reglas que controlan la manera en el cual los componentes de esfuerzo varían a través de la viga de concreto. Todos los esfuerzos que se transmiten (excepto el peso propio) deben seguir las siguientes ecuaciones (Timoshenko y Goodier (1951)):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \gamma = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (3.2)$$



**Figura 3.3** Esfuerzos en un elemento típico. (Potts, Zdravkovic, 1999)

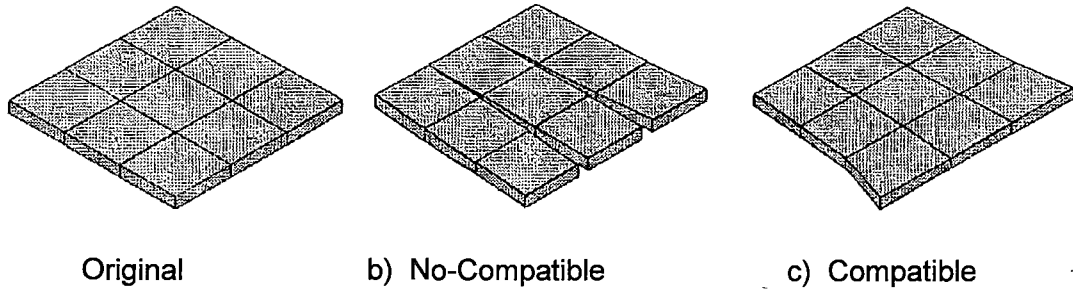
Se deben notar las siguientes consideraciones:

- El peso propio  $\gamma$ , actúa en la dirección X.
- Los esfuerzos en compresión son asumidos positivos.
- El equilibrio de las ecuaciones 3.2 está en términos de esfuerzos totales.
- Los esfuerzos deben satisfacer las condiciones de borde.

### 3.2.3 Compatibilidad

#### 3.2.3.1 Compatibilidad física

Compatibilidad física tiene que ver con que entre elementos finitos no sean traslapados unos a otros ni existan agujeros. El significado de compatibilidad puede ser explicado considerando un elemento tipo losa compuesto a su vez por elementos discretos como se muestra en la Fig. 3.4. Después de aplicarle una deformación los elementos losa pueden quedar como se muestra en la Fig. 3.4b. Esta condición puede representar falla o ruptura. Alternativamente la deformación total de la geometría podría ser como la Fig. 3.4c, todos los elementos losa unidos (no agujeros ni traslapes). Esta situación representa una deformación compatible.



**Figura 3.4** Modos de deformación. (Potts, Zdravkovic, 1999)

### 3.2.3.2 Compatibilidad matemática

La anterior interpretación física de compatibilidad puede ser expresada matemáticamente, considerando la definición de deformaciones. Si los desplazamientos son definidos mediante funciones  $u$ ,  $v$ , y  $w$  en los ejes  $x$ ,  $y$ ,  $z$  respectivamente, las deformaciones (asumiendo la teoría de pequeñas deformaciones y convencionalmente positivo el signo cuando hay compresión) son definidas como (Timoshenko y Goodier (1951)):

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x}; & \varepsilon_y &= -\frac{\partial v}{\partial y}; & \varepsilon_z &= -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; & \gamma_{yz} &= -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; & \gamma_{xz} &= -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.3)$$

### 3.2.4 Equilibrio y condiciones de compatibilidad

Haciendo una combinación de las ecuaciones equilibrio (ecuación 3.2) y las ecuaciones de compatibilidad (ecuación 3.3) se tiene:

Desconocidos:	6 esfuerzos + 6 deformaciones + 3 desplazamientos = 15	
Ecuaciones:	3 equilibrio + 6 compatibilidad	= 9

De este modo para obtener la solución se requiere seis ecuaciones adicionales. Estos se tomarán de las relaciones constitutivas. (Potts, Zdravkovic, 1999)

### 3.2.5 Comportamiento constitutivo

Un modelo constitutivo representa un modelo matemático que describe o trata de describir el comportamiento real de un material. Llamado también ley

constitutiva, este simula el comportamiento físico y su capacidad de simulación depende de la extensión en que el fenómeno haya sido comprendido.

Esta es una descripción del comportamiento del material, o en términos simples es el comportamiento esfuerzo–deformación del material. Usualmente toma la forma de una relación entre esfuerzos y deformaciones de modo que proporciona una relación entre equilibrio y compatibilidad.

Para propósitos de cálculo el comportamiento constitutivo es expresado de la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

Del mismo modo puede ser expresada como sigue:

$$\Delta\sigma = [D]\Delta\varepsilon \quad (3.5)$$

Para materiales con comportamiento lineal elástico la matriz  $[D]$  toma la siguiente forma:

$$\frac{E}{(1+\mu)} \begin{bmatrix} (1-\mu) & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & (1-\mu) & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & (1-\mu) & 0 & 0 & 0 \\ & & & \left(\frac{1}{2}-\mu\right) & 0 & 0 \\ & & & 0 & \left(\frac{1}{2}-\mu\right) & 0 \\ & & & 0 & 0 & \left(\frac{1}{2}-\mu\right) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Donde  $E$  es el módulo de Young y  $\mu$  es la relación de Poisson.

Sin embargo, debido a que el suelo usualmente no presenta un comportamiento elástico es más realista expresar la relación constitutiva en términos de incrementos de esfuerzo y deformación como en la ecuación (3.4) y la matriz  $[D]$  sea dependiente del estado actual de esfuerzos y del pasado.

La ecuación constitutiva puede ser expresada en términos de esfuerzos totales o efectivos. Si se expresa en términos de esfuerzos efectivos, el esfuerzo efectivo

en la dirección principal ( $\sigma = \sigma' + \sigma_f$ ) se puede relacionar con los esfuerzos totales mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\sigma' = [D']\Delta\varepsilon; \quad (3.7)$$

$$\Delta\sigma_f = [D_f]\Delta\varepsilon; \quad (3.8)$$

Por lo tanto:

$$\Delta\sigma = ([D'] + [D_f])\Delta\varepsilon \quad (3.9)$$

Donde  $[D_f]$  es la que relaciona el cambio de la presión de poro del fluido con la variación de la deformación. (Roca, 2000)

### 3.3 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

#### 3.3.1 Análisis de esfuerzos totales

De acuerdo a la ecuación 3.5 conocemos la siguiente expresión:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.10)$$

Donde,

$$\{\Delta\sigma\} = [\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z, \Delta\tau_{xy}, \Delta\tau_{xz}, \Delta\tau_{yz}]^T \text{ y}$$

$$\{\Delta\varepsilon\} = [\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\varepsilon_z, \Delta\gamma_{xy}, \Delta\gamma_{xz}, \Delta\gamma_{yz}]^T$$

Son el incremento de los esfuerzos totales y el vector de deformaciones, del mismo modo  $[D]$  se asume la relación entre esos vectores. Como se había mencionado anteriormente el equilibrio de los esfuerzos se encuentra en términos de esfuerzos totales. Las formulaciones de elementos finitos presentados hasta el momento pueden ser usados para analizar los dos casos siguientes:

- Para problemas completamente drenados en el cual no hay cambios en la presión de poros,  $\Delta p_f = 0$ . Esto implica que el cambio en los esfuerzos tanto en términos efectivos como totales es el mismo, lo que quiere decir lo siguiente:  $\{\Delta\sigma'\} = \{\Delta\sigma\}$ , y  $[D]$  contiene el comportamiento del suelo en términos de esfuerzos efectivos. Como se había mencionado



anteriormente si  $[D]$  representa un material con comportamiento lineal elástico, los parámetros que se van a usar serán: el módulo de Young  $E'$  y la relación de Poisson  $\mu'$ .

- Para un comportamiento completamente no drenado en el cual  $[D]$  es expresada en términos de esfuerzos totales. En el caso de un comportamiento lineal elástico e isotrópico los parámetros a usar deberían ser los correspondientes:  $E_u$ , y la relación de Poisson  $\mu_u$ .

En el caso de que el suelo analizado esté en condiciones saturadas podría no haber cambio en el volumen. Para un suelo con comportamiento elástico e isotrópico podría ser modelado mediante la relación de Poisson no drenado ( $\mu_u$ ) igual a 0,50. Sin embargo, como se menciona en el ítem 3.2.5 la matriz  $[D]$  presentaría problemas numéricos. Para evitar problemas indeterminados es usual en estos casos usar un valor menos que 0,50 para la relación de Poisson, pudiendo ser 0,49. (Roca, 2000)

### 3.3.2 Cálculo de la presión de poros

Los resultados del análisis no drenado considerado arriba son en términos de esfuerzos totales. No hay mayor información respecto al cambio de la presión de poros. Sin embargo, en muchos casos la información del comportamiento de presión de poros es requerido. Además es más conveniente expresar el comportamiento constitutivo en términos de esfuerzos efectivos. Esto es particularmente válido para modelos constitutivos avanzados y podría ser en consecuencia ventajoso si en caso de análisis no drenados pueden ser realizados considerando el cambio en esfuerzo efectivo, además de considerar la presión de poro y usando una matriz de rigidez  $[D]$  el cual esta expresada en términos de parámetros efectivos.

Considerando la aplicación de la carga causante de un cambio local en los esfuerzos totales,  $\{\Delta\sigma\}$ , y un cambio en las deformaciones,  $\{\Delta\varepsilon\}$ , en un elemento del suelo. Si no hay un comportamiento drenado, el exceso de presión de poro,  $\Delta p_f$ , es establecido. El principio del esfuerzo efectivo requiere que:

$$\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\} + \{\Delta\sigma_f\} \quad (3.11)$$

Donde:

$$\{\Delta\sigma_f\} = \{\Delta p_f \Delta p_f \Delta p_f \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (3.12)$$

Como es conocido la fase sólida y fluida del suelo se deforman juntos en una condición no drenada (es decir que el movimiento relativo entre las dos fases son despreciables), en un sentido macro las deformaciones son las mismas en cada fase. Respecto a las componentes de la ecuación 3.12 serían:

$$\{\Delta\sigma'\} = [D']\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.13)$$

$$\{\Delta\sigma_f\} = [D_f]\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.14)$$

Si sustituimos estas dos últimas ecuaciones en la 3.11 resulta:

$$[D] = [D'] + [D_f] \quad (3.15)$$

La ecuación 3.15 proporciona la relación entre la rigideces en términos de esfuerzos totales y la rigidez en términos de esfuerzos efectivos y la rigidez de la presión de poros. Esta última matriz  $[D_f]$  está relacionada con el modulo volumétrico de la presión de poros,  $K_f$ , el cual es tratada como solo una fase. Considerar dos fases para el fluido, como ocurre en suelos parcialmente saturados, pueden ser incluidos por una adecuada selección de  $K_f$ . Conociendo que el fluido no puede desarrollar esfuerzos de corte la ecuación 3.14 quedaría de la siguiente forma (para todos los esfuerzos considerando una situación tridimensional):

$$[D_f] = K_e \begin{bmatrix} 1_3 & 0_3 \\ 0_3 & 1_3 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

En el cual  $K_e$  es constante,  $1_3$  es una matriz de 3 x 3 donde todos sus términos son 1, y lo mismo para la matriz  $0_3$  con elementos cero. Esto es mostrado líneas abajo como se relaciona el modulo volumétrico de la presión de poros  $K_e$ , con  $K_f$  (Naylor 1974).

Si  $n$  es la porosidad de un volumen unitario de suelo la presión de fluido ocupará dicho volumen  $n$ , en ese caso el volumen ocupado por las partículas de suelo será  $1-n$ . Sea  $k_s$  el modulo volumétrico de las partículas sólidas de suelo. Un incremento de la presión del fluido,  $\Delta p_f$ , causa compresión sobre el sólido y sobre el fluido. Sin embargo, como este esfuerzo debe actuar a través del contacto entre partículas sobre un área pequeña con un cambio en el volumen

pequeño también. Si es asumido de este modo que el cambio volumétrico es despreciable, entonces el cambio volumétrico total por unidad de volumen del suelo sería del siguiente modo:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{n}{K_f} \Delta p_f + \frac{(1-n)}{K_s} \Delta p_f \quad (3.17)$$

Si sustituimos la ecuación 3.16 en la ecuación 3.14 dado tres ecuaciones idénticas tenemos:

$$\Delta p_f = K_e (\Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z) \quad (3.18)$$

ó:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\Delta p_f}{K_e} \quad (3.19)$$

Igualando las ecuaciones 3.17 y 3.19 se tiene:

$$K_e = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{(1-n)}{K_s}} \quad (3.20)$$

Esta última ecuación usualmente se puede simplificar debido a que  $K_s$  es por lo general bastante más grande que el modulo volumétrico correspondiente al esqueleto del suelo, quedando de la siguiente forma:

$$K_e = \frac{K_f}{n} \quad (3.21)$$

Para suelos saturados  $K_f$  y  $K_s$  son mucho más grandes que la rigidez del esqueleto del suelo. Su valor exacto puede no ser importante, convenientemente se asume  $K_f = K_s$  consecuentemente la ecuación 3.20 se reduce a:

$$K_e = K_f \quad (3.22)$$

La teoría mostrada arriba es válida para cualquier material poroso por el cual el principio de esfuerzos efectivos se puede aplicar y por el cual existen matrices [D] con componentes que se incrementan existen (es decir leyes incrementales del esfuerzo y deformación). Esto es aplicable tanto como en este caso para suelos modelados con comportamiento lineal elástico como para suelos modelados con modelos constitutivos avanzados. (Roca, 2000)

## CAPÍTULO IV. SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS MATERIALES AL MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL

### 4.1 MODELO CONSTITUTIVO ELASTO-PLÁSTICO HARDENING SOIL

Una manera de aproximar el comportamiento de un suelo es mediante el modelamiento de materiales. En la presente investigación se usó el modelo constitutivo Hardening Soil (HS) que está basado en los criterios de la teoría de elasticidad mediante las leyes de Hooke y la teoría de la plasticidad.

El modelo mencionado presenta o simula un estado de endurecimiento isotrópico, que significa que en el espacio triaxial de esfuerzos donde en cada eje se ubica un esfuerzo principal  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ; el desarrollo del endurecimiento se da de manera uniforme manteniendo constante el centro y la forma de la superficie de fluencia. Algunas de las características más importantes del modelo son: (Schanz, Vermeer, Bonnier, 2000)

- Dependencia de la rigidez del estado de esfuerzos:  $m$ .
- Deformaciones plásticas debido a la carga primaria desviadora:  $E_{50}^{ref}$ .
- Deformaciones plásticas debido a la compresión primaria:  $E_{oed}^{ref}$ .
- Módulo de rigidez en la descarga/recarga:  $E_{ur}^{ref}$ .
- Parámetros del modelo Mohr-Coulomb (MC):  $c, \phi, \psi$ . (Manual del software Plaxis)

### 4.2 RELACIONES HIPERBÓLICAS PARA ENSAYOS TRIAXIALES DRENADOS

El fundamento básico de la formulación del modelo HS es la relación hiperbólica entre la deformación vertical  $\varepsilon_1$  y el esfuerzo desviador  $q$ .

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} \quad \text{para } q < q_f \quad (4.1)$$

Donde  $q_a$  es el valor teórico asintótico de la resistencia de corte y el  $q_f$  es el valor del  $q_a$  multiplicado por un coeficiente de reducción menor a uno, usualmente 0,9.

Este valor es graficado en la Fig 4.1. El parámetro  $E_{50}$  es la rigidez que básicamente depende de la presión de confinamiento.

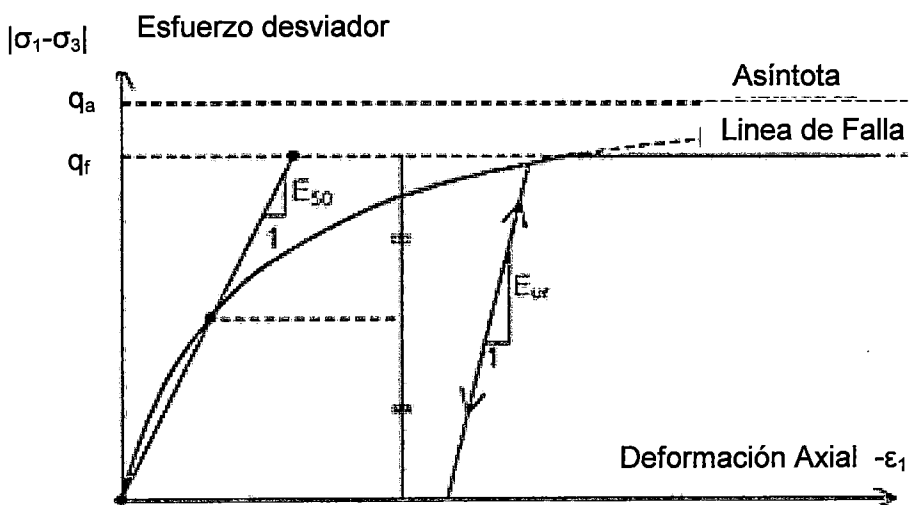
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi' - \sigma_3' \sin \phi'}{c \cos \phi' - p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (4.2)$$

Donde  $c'$  es la cohesión en condiciones de esfuerzo efectivos,  $\phi'$  el ángulo de fricción interna también en condiciones de esfuerzo efectivos,  $p^{ref}$  es la presión de referencia que es igual a la presión de confinamiento para uno de los ensayos triaxiales, donde el módulo de rigidez  $E_{50}$  es  $E_{50}^{ref}$ ; particularmente en esta investigación se escogió  $p^{ref}$  igual a 200 kPa. Respecto al valor de  $m$ , el manual del programa PLAXIS 8.2 menciona que se han hecho investigaciones de este valor y se encontraron rangos desde 0,5 para arenas de Norwegian hasta de 1 para arcillas blandas. Más adelante se sustenta el valor usado para  $m$ .

El valor de  $q_f$  se puede obtener de la siguiente relación y según los parámetros de ruptura o de falla del MC, según:

$$q_f = (c \cot \phi' - \sigma_3') \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad y: \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.3)$$

Donde el  $R_f$  es 0,9. Del mismo modo se pueden obtener los valores de  $E_{ur}$  en función del  $E_{ur}^{ref}$ , con una relación similar a la del  $E_{50}$  en la ecuación 4.2.



**Figura 4.1** Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en carga primaria para ensayos triaxiales estándares. (Manual del software Plaxis)

La función de fluencia del modelo tiene la forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.4)$$

Donde se podría resumir mencionando que  $\bar{f}$  corresponde a la función dependiente de los esfuerzos y  $\gamma^p$  es una función de las deformaciones plásticas:

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (4.5)$$

Donde  $q_a$ ,  $q$ ,  $E_{50}$  y  $E_{ur}$  ya fueron descritos anteriormente. Mientras el superíndice  $p$  es usado para denotar deformaciones plásticas. Para suelos granulares mientras mayor sea la rigidez las deformaciones plásticas volumétricas tienden a ser relativamente pequeñas y eso conlleva a aproximar tal como se muestra en la ecuación anterior subestimando el valor de  $\varepsilon_v^p$  de la ecuación anterior.

Entonces la condición de fluencia quedaría definida cuando el valor de  $f$  es cero; es decir que la función deformaciones plásticas es igual a la función dependiente de esfuerzos y esta última sería igual al doble de las deformaciones plásticas verticales; es decir:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.6)$$

Además cabe mencionar también que para ensayos triaxiales consolidados-drenados (CD) las deformaciones elásticas quedan definidas de la siguiente forma:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.7)$$

Lo anteriormente mencionado se puede deducir de la Fig 4.1, cuando se somete a un proceso de descarga las deformaciones que se recuperan son llamadas deformaciones elásticas. De este modo considerando el tramo de descarga-recarga como de comportamiento elástico se deduce geoméricamente estas deformaciones como una simple relación, que es la que se muestra en la ecuación 4.7.

Donde el valor de  $\nu_{ur}$  es el coeficiente de Poisson en la descarga-recarga. (Manual del software Plaxis)

#### 4.2.1 Parámetros del modelo Hardening Soil

Se pueden agrupar en tres los parámetros en este modelo que son los parámetros de falla de MC.

- $c'$ : Cohesión.  
 $\phi'$ : Ángulo de fricción interna.  
 $\psi$ : Ángulo de dilatancia.

Parámetros básicos de la rigidez del suelo

- $E_{50}^{ref}$ : Rigidez secante en ensayos triaxiales drenados.  
 $E_{oed}^{ref}$ : Rigidez tangente para carga primaria edométrica.  
 $m$ : Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos.

Parámetros avanzados.

- $E_{ur}^{ref}$ : Rigidez en la descarga-recarga.  
 $\nu_{ur}$ : Coeficiente de Poisson para descarga-recarga.  
 $p^{ref}$ : Presión de referencia.  
 $k_0^{nc}$ : Coeficiente lateral en reposo, por defecto  $1-\sin(\phi')$ .  
 $R_f$ : Coeficiente de reducción para la falla. (Manual del software Plaxis)

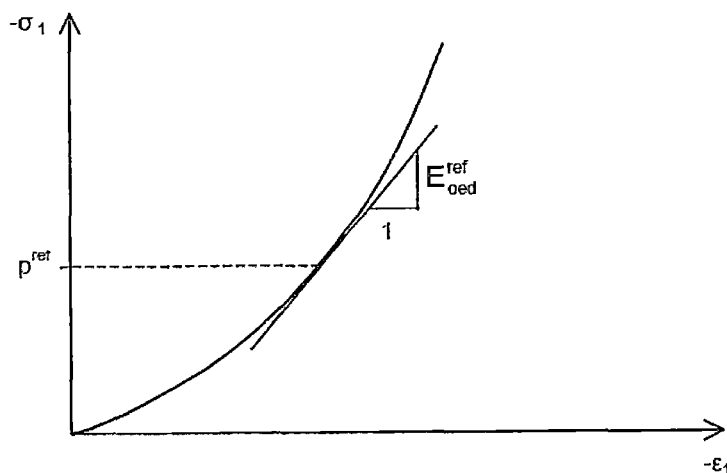
#### 4.2.2 Módulos de rigidez $E_{50}^{ref}$ y $E_{oed}^{ref}$ y exponente "m"

La ventaja del modelo HS comparado con el modelo MC no solo es el uso de la hipérbola tomada del modelo hiperbólico (no-lineal elástico), ni tampoco su comportamiento bilineal como el MC; sino también que cuando se introduce el modelo MC se selecciona el módulo de Young, mientras que para suelos reales este valor depende del nivel de esfuerzos, como en el HS que como ya vimos anteriormente, los parámetros  $E$  son dependientes del valor del esfuerzo de confinamiento o esfuerzo principal menor, tal cual ocurre en la realidad.

Dentro de las leyes de Hooke de la elasticidad la conversión del módulo  $E$  al módulo  $G$  está de acuerdo a la siguiente relación  $E = 2(1 + \nu)G$ . Como  $E_{ur}$  es un parámetro real de la rigidez en la descarga-recarga, puede hacerse uso, de la relación mencionada anteriormente, siendo:  $E_{ur} = 2(1 + \nu)G_{ur}$  donde el  $G_{ur}$  es el módulo de corte en la descarga recarga. Sin embargo  $E_{50}$  no puede relacionarse con  $G_{50}$  del mismo modo debido a que no considera incluido dentro de los criterios de la elasticidad.

Respecto al valor de  $m$ , que es el exponente por el cual se observa la dependencia de la rigidez con el estado de esfuerzos, puede tomar valores en un rango entre cero y uno en el sentido computacional, se hace la aclaración que este rango es solo computacional debido a que el programa usado de elementos finitos PLAXIS v8.2 acepta valores entre ese rango.

A diferencia de los modelos basados en los principios de la elasticidad, el modelo HS no tiene relaciones entre el ensayo triaxial drenado y el ensayo edométrico, en este caso para obtener el valor de  $E_{oed}^{ref}$  se deberá hacer un ensayo edométrico independiente del ensayo triaxial. Entonces en el ensayo edométrico se tendrá



**Figura 4.2** Representación de la división en dovelas de la masa del terreno potencialmente desplazado. (Manual del software Plaxis)



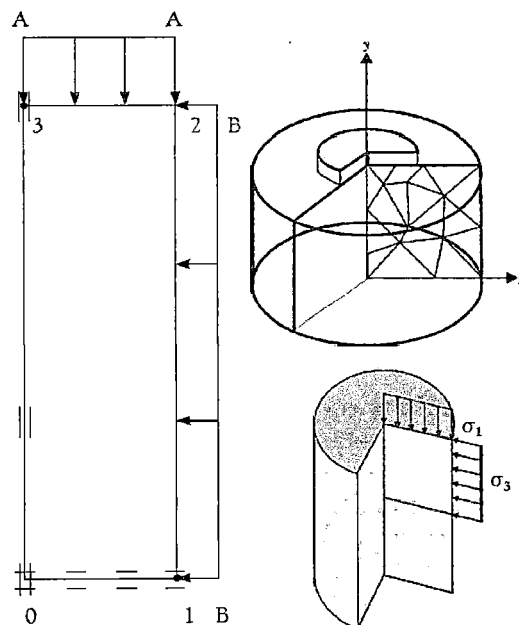
### 4.2.3 Parámetros avanzados

Valores reales de  $v_{ur}$  están en el orden de 0,3. A diferencia del modelo MC,  $k_0$  no es una simple función del coeficiente de Poisson ( $K_0 = v/(1 - v)$ ). Por defecto tomamos un valor de  $k_0$  como  $1 - \text{sen}(\phi')$ . (Manual del software Plaxis)

### 4.3 CALIBRACIÓN AL MODELO HARDENING SOIL

El proceso de determinación de los valores de los parámetros de un modelo constitutivo es llamado calibración. En la mayoría de los modelos constitutivos esta tarea puede tomar mucho tiempo de trabajo sobre todo considerando que se requieren diferentes ensayos de laboratorio. Particularmente en esta investigación se calibrará los siguientes materiales: relleno estructural, suelo de baja permeabilidad y mineral.

La comprobación de los parámetros resultantes del proceso de calibración para cada material se llevó a cabo vía la simulación del ensayo de compresión triaxial consolidado drenado mediante el programa de elementos finitos, tal como es el procedimiento del ensayo. El esquema general se muestra en la: Fig 4.3.



**Figura 4.3** Modelamiento de la muestra de suelo para un ensayo triaxial en una simulación numérica. (Nieto, Camacho, Ruiz, 2009)

De este modo para la porción señalada en la figura anterior, se aplica los esfuerzos tal y como es el procedimiento del ensayo triaxial. Primero se le aplica el esfuerzo de confinamiento efectivo  $\sigma_3$  en condiciones drenadas y luego un esfuerzo desviador hasta alcanzar el valor de  $\sigma_1$ . Todo este procedimiento es en condiciones drenadas al igual que el ensayo triaxial de laboratorio, es decir, no permitiendo el desarrollo de presiones de poro. El tiempo de aplicación de los desplazamientos es 0,01 pulgadas por minuto en laboratorio; si bien en la simulación del ensayo triaxial drenado no se puede hacer intervenir a la variable del tiempo, el programa de elementos finitos utiliza algoritmos internos para aplicar la carga de tal modo que el material drene (exceso de presión de poros igual a cero en todo momento) por más pequeña que pueda ser la permeabilidad siempre los materiales simulados drenan debido a que son procedimientos matemáticos; por lo tanto, independientemente de la permeabilidad que se escoja el resultado siempre será el mismo.

Se agruparon los parámetros en dos: el primero con aquellos que serán calibrados con los ensayos disponibles y el segundo con los parámetros que serán asumidos debido a la no sensibilidad de la curva esfuerzo - deformación que se quiere ajustar.

Los parámetros calibrados son los siguientes:

- Peso específico, de las propiedades físicas, en estado saturado y no saturado.
- Cohesión y ángulo de fricción interna, de los ensayos triaxiales CD, parámetros de falla.
- Ángulo de dilatancia, de la curva variación volumétrica del ensayo triaxial CD.
- $E_{50}^{ref}$ , de la curva esfuerzo-deformación correspondiente a la presión de referencia.
- $m$ , de la relación entre los valores de rigidez y la presión de confinamiento - dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos.
- $p^{ref}$ , presión de referencia, elegido 200 kPa.
- $K_x, K_y$ , conductividad hidráulica en ambas direcciones, la cual se obtiene mediante el ensayo de conductividad hidráulica según la norma ASTM D-5084.

- Reducción en la interfase ( $R_{inter}$ ), se encuentra vía una razón de tangentes de ángulo de fricción entre un material y una estructura, en este caso la tangente del ángulo de fricción del resultado del ensayo de corte directo a gran escala y el ángulo de fricción del suelo de baja permeabilidad.

Parámetros asumidos:

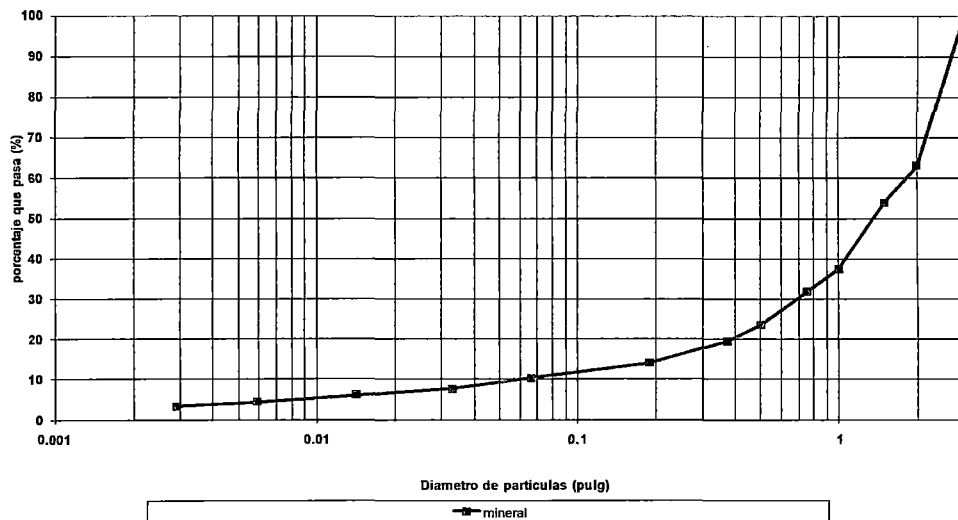
- $E_{oed}^{ref}$ , Tiene influencia sobre el comportamiento volumétrico y no en el comportamiento esfuerzo-deformación, adicionalmente el procedimiento de lectura en el ensayo triaxial CD de las variaciones volumétricas podría ser imprecisa, por estas razones su valor se podría estimar aproximadamente.
- $E_{ur}^{ref}$ , no hay proceso de descarga - recarga durante la construcción de una pila de lixiviación.
- $k_0$ , se asume por defecto valores de  $1-\text{sen}(\phi')$ , según la bibliografía.
- $R_f$ , según las recomendaciones del programa de elementos finitos usado se asume típicamente un valor de 0,9.
- $\nu_{ur}$ , de acuerdo a las relaciones elásticas no presenta mayor influencia en la sensibilidad de las curvas, además se tomó un valor típico de 0,3 para todos los casos excepto el suelo de cimentación.
- Tracción, se entiende que no hay problemas de tracción en el suelo, ignorando las posibles grietas de tensión, pues es el caso más real.

#### 4.3.1 Calibración del mineral

La muestra de mineral fue extraída adecuadamente de una pila de lixiviación de un proyecto minero ubicado en el norte del país, y se sometió a un análisis granulométrico típico de acuerdo a la norma ASTM-D4222, los resultados mostrados en la Fig 4.4 indican que el mineral clasifica según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como una grava pobremente gradada (GP).

Tamiz	Apertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,2	100
2"	50,3	63,1
1 1/2"	38,1	54
1"	25,4	37,4
3/4 "	19,05	31,8
1/2 "	12,5	23,5
3/8 "	9,525	19,5
N° 4	4,76	14
N° 10	2	10,3
N° 20	0,85	7,6
N° 40	0,425	6
N° 100	0,15	4,3
N° 200	0,075	3,2

Grava (%)	86
Arenas (%)	10,8
Limo y Arcillas (%)	3,2
Límites de Atterberg :	
LL (%)	NP
LP (%)	NP
LC (%)	NP
Clasificación SUCS:	GP



**Figura 4.4** Análisis granulométrico. (Laboratorio Ausenco Perú S.A.C.)

Con estos resultados se puede ver que se trata de un material con poco finos.

Como fue descrito en la sección anterior a continuación se procederá a justificar los parámetros calibrados.

### **Peso Específico.-**

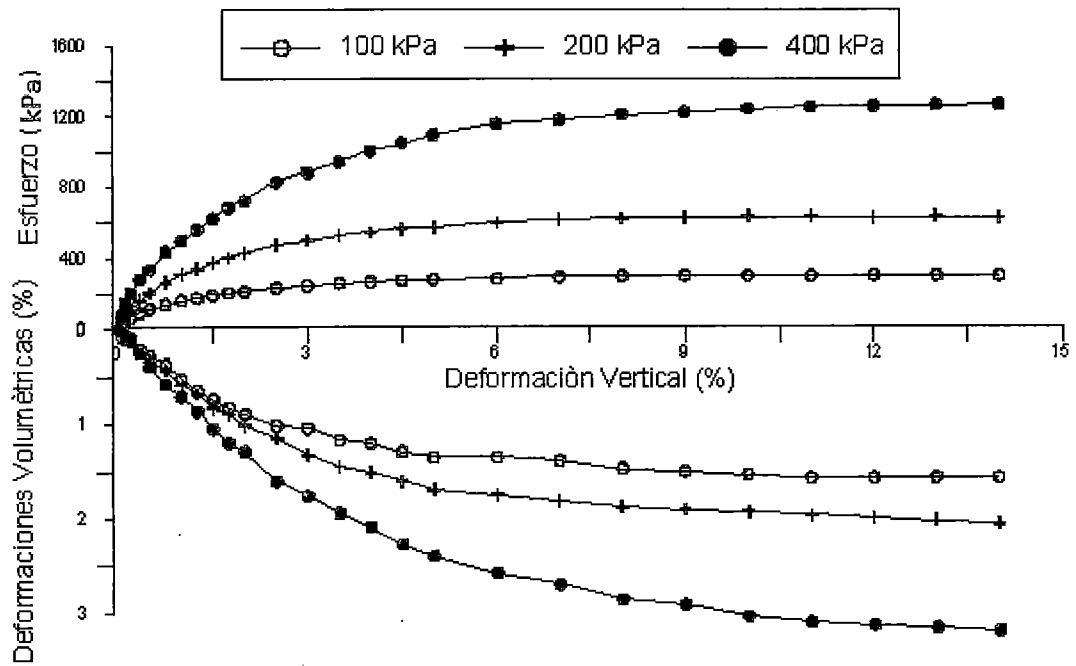
De los ensayos típicos según el ensayo de peso volumétrico ya típicamente conocido, resulta:

Peso volumétrico saturado: 18,1 kN/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico no saturado: 17,1 kN/m<sup>3</sup>

### Cohesión, Ángulo de Fricción Interna y Ángulo de Dilatancia

Estos parámetros fueron tomados del resultado del ensayo triaxial drenado, cuyos resultados se muestran en la Fig 4.5.



**Figura 4.5** Graficas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del ensayo triaxial CD.

En la Fig 4.6 se muestra la gráfica de trayectoria de esfuerzos:

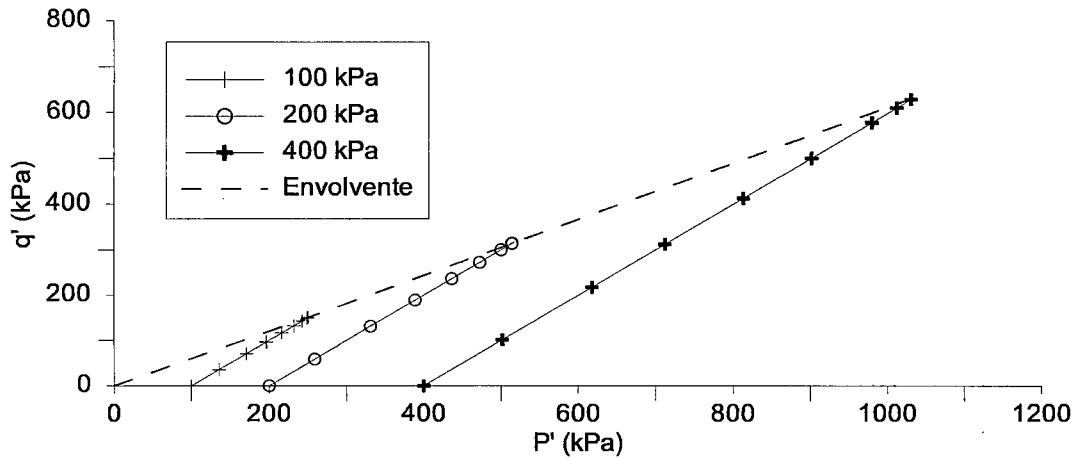


Figura 4.6 Trayectoria de esfuerzos:  $\alpha=31^\circ$  y  $a=0$  kPa.

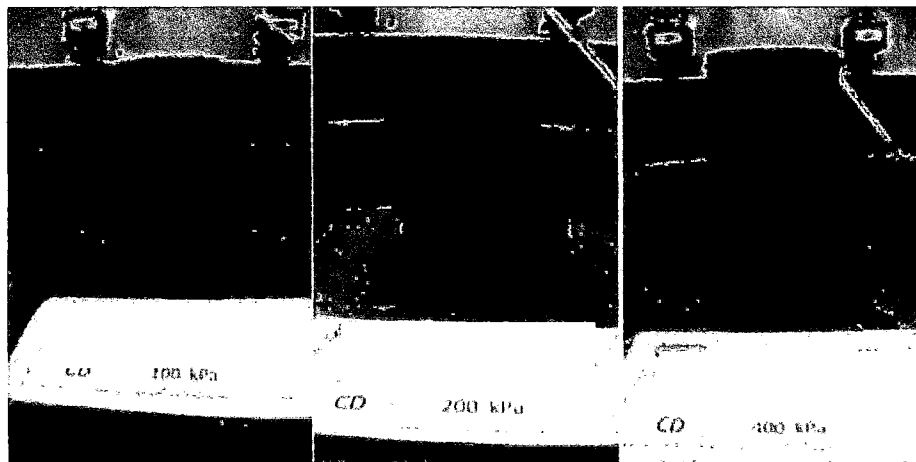


Figura 4.7 Muestras de mineral luego de haber sido ensayadas. (Laboratorio Ausenco Perú S.A.C.)

Como el valor de "a" en la gráfica de trayectoria de esfuerzos (mostrada en la Fig 4.6) es cero y el valor de " $\alpha$ " es  $31^\circ$ , conociendo las relaciones entre estos valores y los parámetros de resistencia  $c'$  y  $\phi'$  se tiene lo siguiente:

$$\text{Sen}(\phi) = \tan(\alpha)$$

$$c = a / \cos(\phi)$$

$$c' = 0,0 \text{ kPa}$$

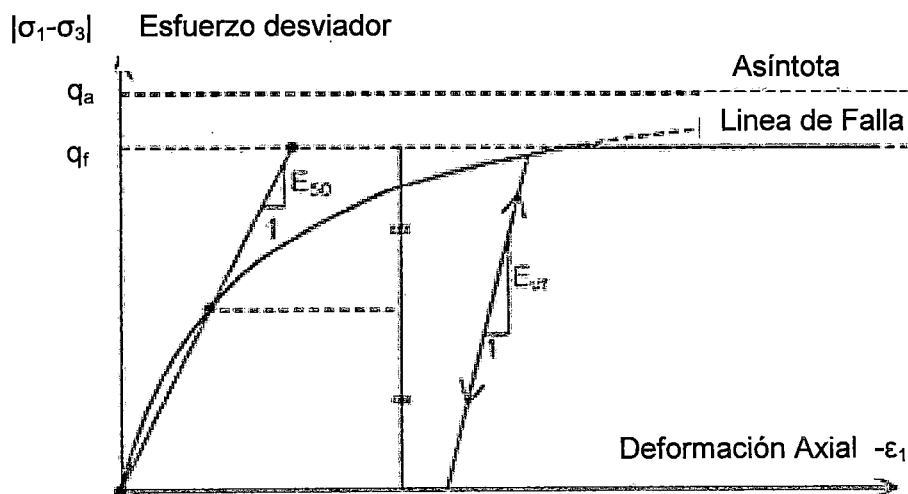
$$\phi' = 37^\circ$$

$$\psi = 0^\circ$$

De este modo se emplea la cohesión en condiciones de esfuerzo efectiva igual a 0,20 (según la recomendación del programa usado PLAXIS), para que no existan dificultades numéricas al solucionar las ecuaciones o al formar las matrices correspondientes). En términos prácticos este valor de cohesión es muy baja y no afectará los resultados obtenidos.

**$E_{50}^{ref}$  y  $m$**

Estos parámetros se determinan a partir de los resultados de la curva esfuerzo - deformación del ensayo triaxial CD, como se observa en la Fig 4.8. El parámetro  $E$  se determina según la gráfica de la relación hiperbólica tomando como presión de referencia 200 kPa, el  $E_{50}^{ref}$  es el  $E_{50}$  correspondiente a la curva esfuerzo - deformación del ensayo triaxial CD cuya presión de confinamiento es igual a la presión de referencia e igual a 200 kPa.

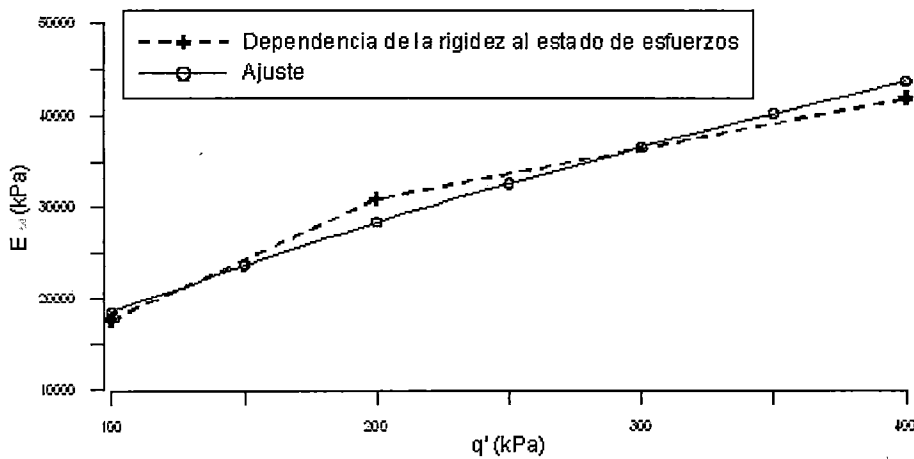


**Figura 4.8** Curva esfuerzo-deformación de donde se obtiene  $E_{50}$  para cada presión de confinamiento. (Manual del software Plaxis)

Con los tres valores de  $E_{50}$  para cada presión de confinamiento, se encuentra el valor de  $m$ , que estima la variación de la rigidez respecto al estado de esfuerzos, entonces en el eje de las abscisas la presión de confinamiento y en el de las ordenadas el módulo de rigidez, se puede ajustar la curva según  $AX^B$ , donde  $A$  tiene unidades de presión y  $B$  es el valor del parámetro  $m$  para las condiciones de rigidez dadas. Por tanto, a partir de los resultados del ensayo se obtiene los valores de rigidez para cada presión de confinamiento que se muestran en la tabla siguiente, donde se obtiene un valor de  $m = 0,62$ .

**Tabla 4.1** Dependencia de E con el estado de esfuerzos.

$P^{ref}$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)
100	17 625
200	30 900
400	41 860



**Figura 4.9** Dependencia de E con el estado de esfuerzos.



### Permeabilidad en $K_x$ , $K_y$

Estos parámetros se obtienen del ensayo de conductividad hidráulica (ASTM D-5084). Se tomó un valor promedio de 4,5 cm/s (3880 m/día). Se ha mencionado anteriormente que los valores de conductividad hidráulica no influyen en los resultados debido a que no es un análisis de infiltración; sin embargo, si se disponían de los valores de conductividad hidráulica obtenidos de ensayos de laboratorio por lo que se usarán.

$$k_x = 3880 \text{ m/día}$$

$$k_y = 3880 \text{ m/día}$$

$$E_{oed}^{ref}$$

Este parámetro se encuentra del ensayo edométrico o de consolidación y tiene influencia en el comportamiento volumétrico que no será analizado. De este modo se asume un valor poco menor que el  $E_{50}^{ref}$  en cada material calibrado.

$$E_{ur}^{ref}$$

El parámetro de rigidez en la descarga-recarga tiene influencia en análisis donde exista procesos de descarga-recarga, particularmente en esta pila de lixiviación no existe procedimientos de descarga a diferencia de otras pilas de lixiviación donde si pudiera haber este tipo de situaciones y en cuyo caso si sería necesario la calibración de este módulo. Se puede estimar este módulo implementando una etapa al ensayo triaxial drenado consistente en un proceso descarga-recarga (disminución de desplazamientos y aplicación de los mismos nuevamente).

$$k_0 \text{ y } R_f$$

En este caso se asume por defecto los valores típicos de 0,9 en el caso de  $R_f$  y con respecto a  $K_0$ :  $1 - \text{sen}(\Phi)$ .

$v_{ur}$ 

Este parámetro elástico no ocasiona cambios en la curva esfuerzo deformación, se asumirá típicamente el valor de 0,3 para los suelos y 0,25 en el caso del suelo de cimentación que será descrito más adelante.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los parámetros del modelo HS para el mineral de la pila de lixiviación.

**Tabla 4.2** Parámetros del modelo HS para el mineral.

$\lambda_{saturado}$	= 18,1	kN/m <sup>3</sup>
$\lambda_{no-saturado}$	= 17,1	kN/m <sup>3</sup>
$c'$	= 0,2	kN/m <sup>2</sup>
$\phi'$	= 37	°
$\psi'$	= 0	°
$E_{50}^{ref}$	= 30 000	kN/m <sup>2</sup>
$E_{oed}^{ref}$	= 20 000	kN/m <sup>2</sup>
$m$	= 0,62	-
$E_{ur}^{ref}$	= 90 000	kN/m <sup>2</sup>
$v_{ur}$	= 0,3	-
$p^{ref}$	= 200	kN/m <sup>2</sup>
$K_o$	= 0	-
$K_x$	= 3 880	m/día
$K_y$	= 3 880	m/día
$R_f$	= 0,9	-

En la Fig 4.10 se presenta las gráficas del esfuerzo - deformación obtenidas a partir del modelamiento numérico utilizando el programa PLAXIS con el modelo Hardening Soil. Como se puede observar en dicha figura, los resultados del modelamiento se comparan bastante bien con las curvas experimentales obtenidas de los ensayos triaxiales CD del laboratorio, concluyéndose que la calibración de los parámetros es adecuada.

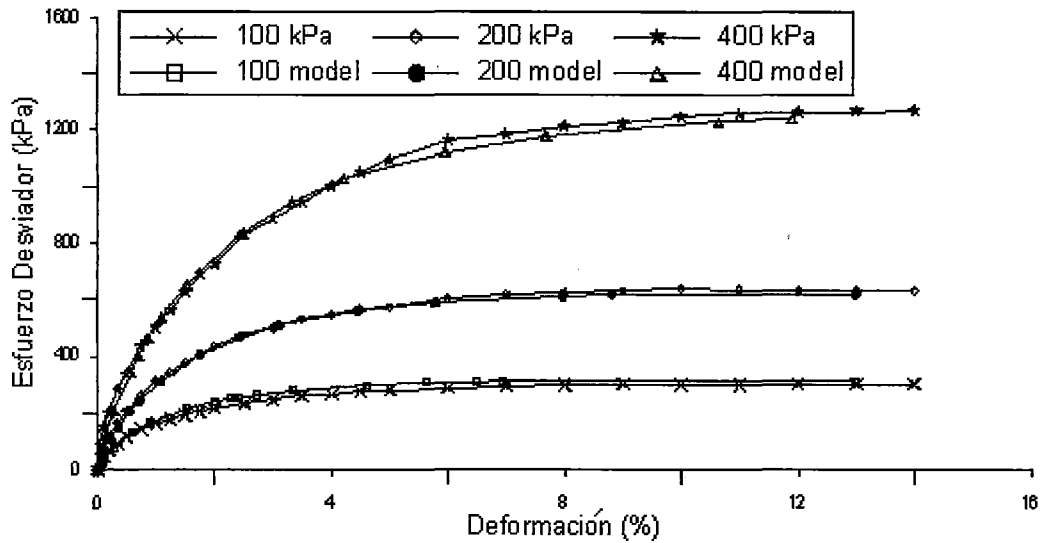


Figura 4.10 Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).

No se presentan las gráficas de relaciones deformación volumétrica versus deformación en sentido vertical, porque como se hizo mención anteriormente no se medirán variaciones de volumen.

#### 4.3.2 Calibración del relleno estructural

Las muestras obtenidas en cantera para los materiales que serán usados como relleno compactado o relleno estructural, fueron sometidas a un ensayo granulométrico según la norma ASTM-D4222 y se obtuvo que el material clasifica según SUCS como grava arcillosa con arena (GC). En la Figura 4.11 se presenta los resultados de este ensayo.

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,2	100
2"	50,3	82,6
1 1/2"	38,1	77,6
1"	25,4	69,9
3/4 "	19,05	66,2
1/2 "	12,5	62,6
3/8 "	9,525	60,7
N° 4	4,76	57,7
N° 10	2	54,9
N° 20	0,85	49,7
N° 40	0,425	44,7
N° 100	0,15	34
N° 200	0,075	26,9

Grava (%)	42,3
Arenas (%)	30,8
Limo y Arcillas (%)	26,9
Lmites de Atterberg :	
LL (%)	26
LP (%)	17
LC (%)	9
Clasificacion SUCS:	GC

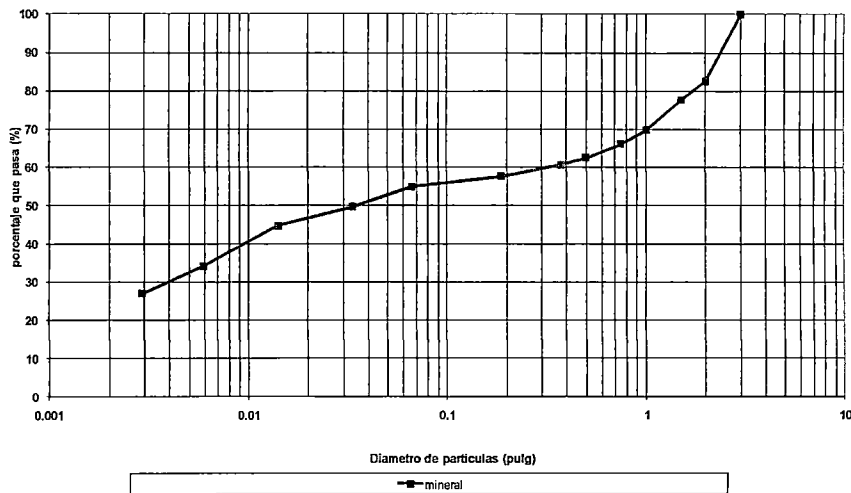


Figura 4.11 Análisis granulométrico. (Laboratorio Ausenco Perú S.A.C.)

Del mismo modo que el caso anterior se procederá a encontrar los parámetros según los dos grupos en los cuales se dividió (calibrados y asumidos).

### Peso Específico

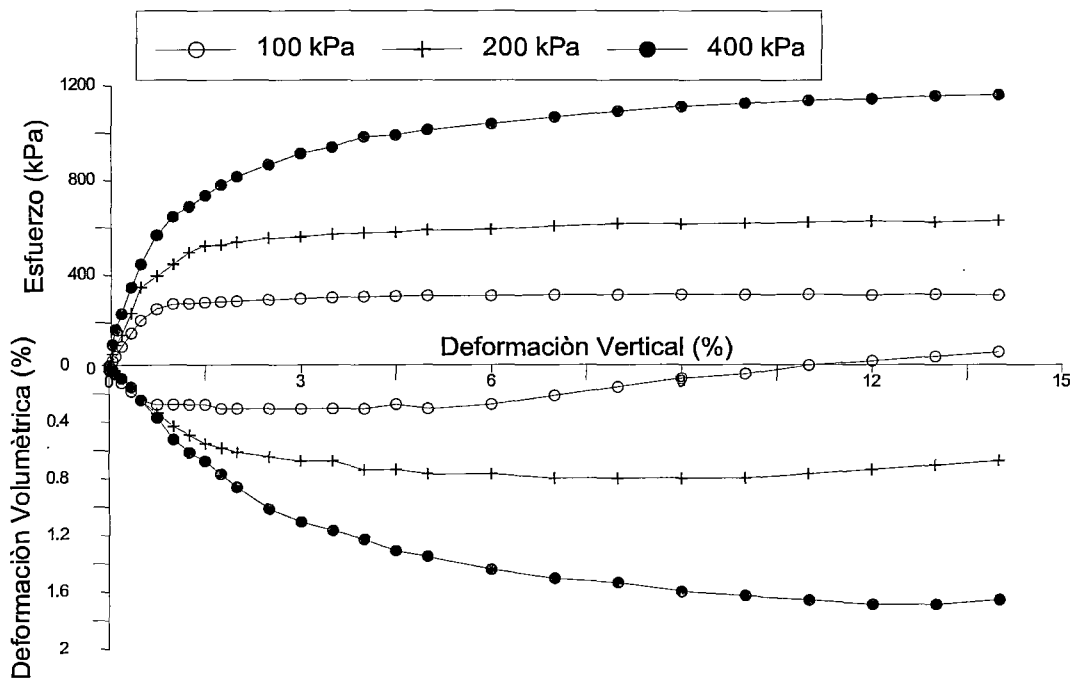
Según el ensayo de Proctor estándar (ASTM D698) se obtuvo que el material presenta una máxima densidad seca de  $1,93 \text{ gr/cm}^3$ , entonces como el material será compactado al 95% de la máxima densidad seca se tendría:

Peso volumétrico saturado: 20,2 kN/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico no saturado: 18,3 kN/m<sup>3</sup>

### Cohesión, Ángulo de Fricción Interna y Ángulo de Dilatancia

Al igual que para el mineral estos se determinan a partir del ensayo triaxial CD de la gráfica esfuerzo-deformación y de relaciones volumétricas (Fig 4.12), además de la trayectoria de esfuerzos (Fig 4.13).



**Figura 4.12** Graficas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del ensayo triaxial CD.

Entonces de la gráfica de trayectoria de esfuerzos:

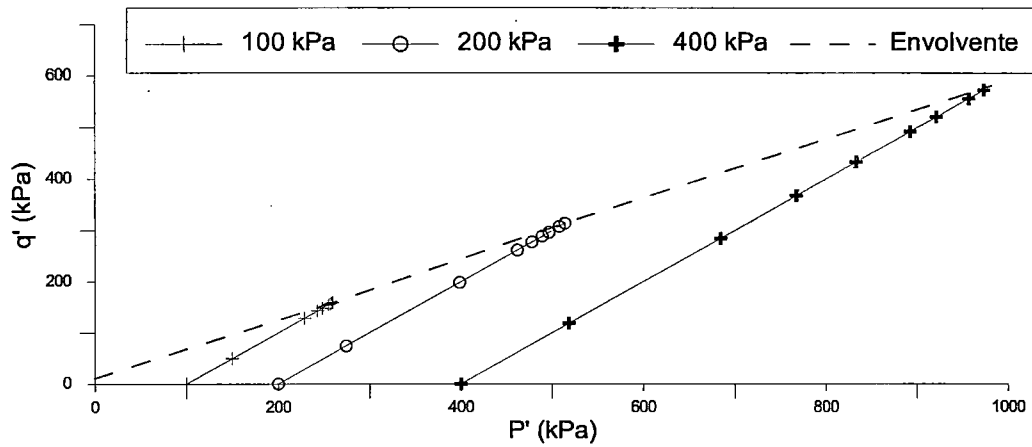


Figura 4.13 Trayectoria de esfuerzos:  $\alpha=30^\circ$  y  $a=11$  kPa.

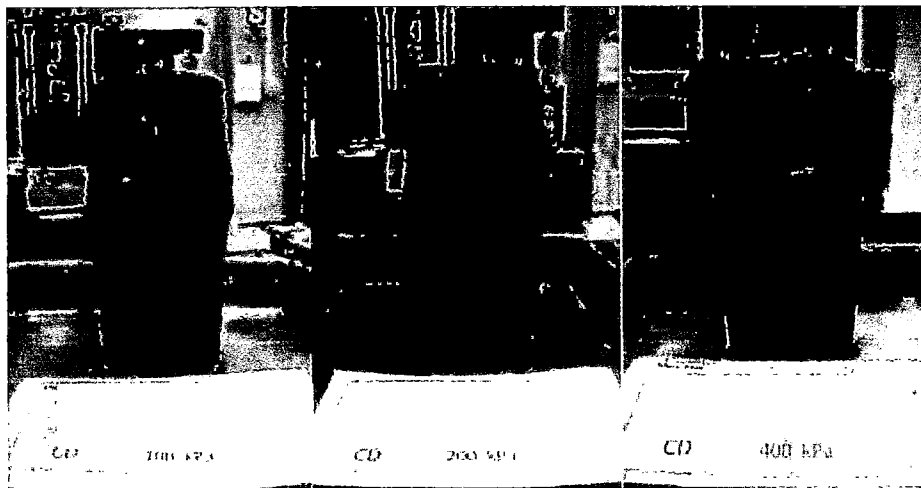


Figura 4.14 Muestras de relleno estructural luego de haber sido ensayadas.  
 (Laboratorio Ausenco Perú S.A.C.)

Según la trayectoria de esfuerzos:

$$c' = 14 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 35,3^\circ$$

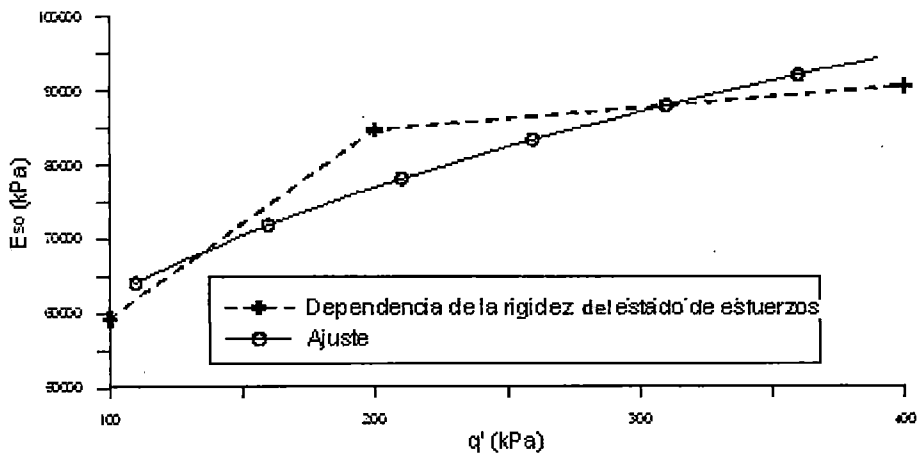
$$\psi = 0^\circ$$

$E_{50}^{ref}$  y  $m$ .-

Del mismo modo que el caso anterior se encuentra la dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos.

**Tabla 4.3** Dependencia de  $E$  con el estado de esfuerzos.

$P^{ref}$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)
100	59 350
200	84 780
400	90 789



**Figura 4.15** Dependencia de  $E$  con el estado de esfuerzos.

Entonces como resultado de calibrar la curva según  $AX^B$ , se obtiene que  $m=0,31$ .

### Permeabilidad en $K_x$ , $K_y$

Como no se ha hecho ensayos de conductividad hidráulica para el relleno estructural, se tomó como referencia la permeabilidad del suelo de baja permeabilidad, que es de  $2,7 \times 10^{-4}$  m/día, asumiendo un valor de  $3 \times 10^{-4}$  m/día para este material.

$k_0$  y  $R_f$ ,  $v_{ur}$ , **Tracción**,  $c_{increment}$ ,  $y_{ref}$ ,  $e_{init}$ ,  $e_{min}$ ,  $e_{max}$ ,  $c_k$

Al igual que el mineral se han asumido los mismos criterios. Finalmente resumiendo se tiene los siguientes parámetros:

**Tabla 4.4** Parámetros del modelo HS para el relleno estructural.

$\lambda_{saturado}$	= 20,2	kN/m3
$\lambda_{no-saturado}$	= 18,3	kN/m3
$c'$	= 14	kN/m2
$\phi'$	= 35,3	°
$\psi'$	= 0	°
$E_{50}^{ref}$	= 59 350	kN/m2
$E_{oed}^{ref}$	= 50 000	kN/m2
$m$	= 0,31	-
$E_{ur}^{ref}$	= 178 050	kN/m2
$v_{ur}$	= 0,3	-
$p^{ref}$	= 200	kN/m2
$K_o$	= 0	-
$K_x$	= 3,00e-4	m/día
$K_y$	= 3,00e-4	m/día
$R_f$	= 0,9	-

En la Figura 4.16 se presenta las gráficas del esfuerzo - deformación obtenidas a partir del modelamiento numérico. De manera similar al caso de la calibración del mineral, se observa que los resultados del modelamiento se comparan bastante bien con las curvas experimentales obtenidas de los ensayos triaxiales CD; solo para el caso del esfuerzo de confinamiento de 400 kPa hay una ligera discrepancia pero que no afectará de manera significativa los resultados del modelo de la pila de lixiviación.



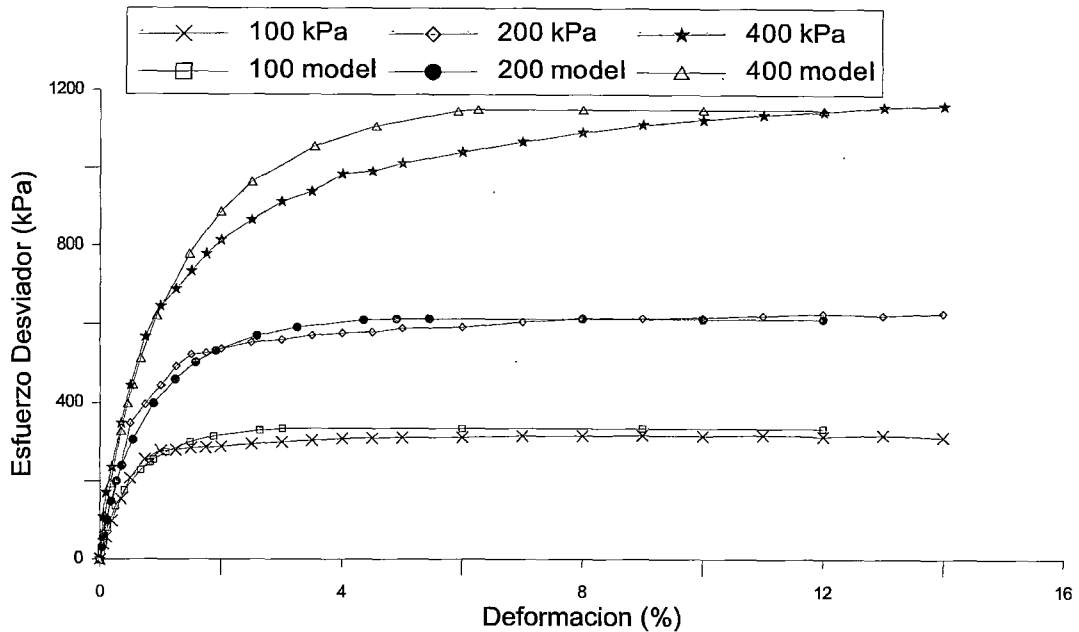


Figura 4.16 Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).

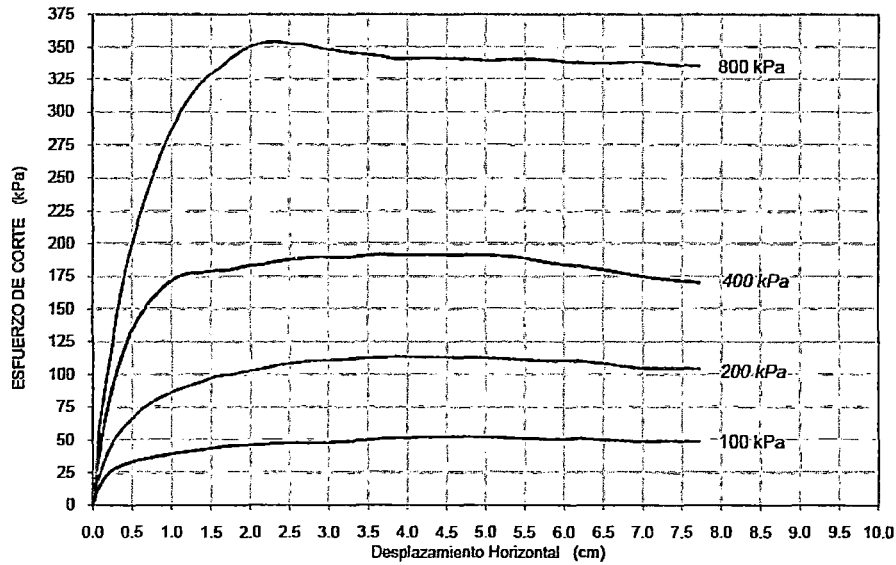
### 4.3.3 Suelo de baja permeabilidad

El procedimiento es el mismo que para los casos anteriores; sin embargo, en este caso el parámetro más importante es la reducción de la interfase.

#### Reducción de la Interfase ( $R_{inter}$ )

Es el parámetro más crítico, debido a que el factor de seguridad es muy sensible a este. Y se calibra a partir de los resultados del ensayo de corte directo a gran escala (ASTM D-5321B). Se consideró los parámetros de resistencia en condiciones residuales. Es importante mencionar que la geomembrana usada en el ensayo fue LLDPE 2.0mm (geomembrana de polietileno de baja densidad), habiéndose ensayado el lado texturado de la geomembrana en contacto con el suelo de baja permeabilidad.

Los resultados del ensayo de corte directo a gran escala se presentan en la Fig 4.17.

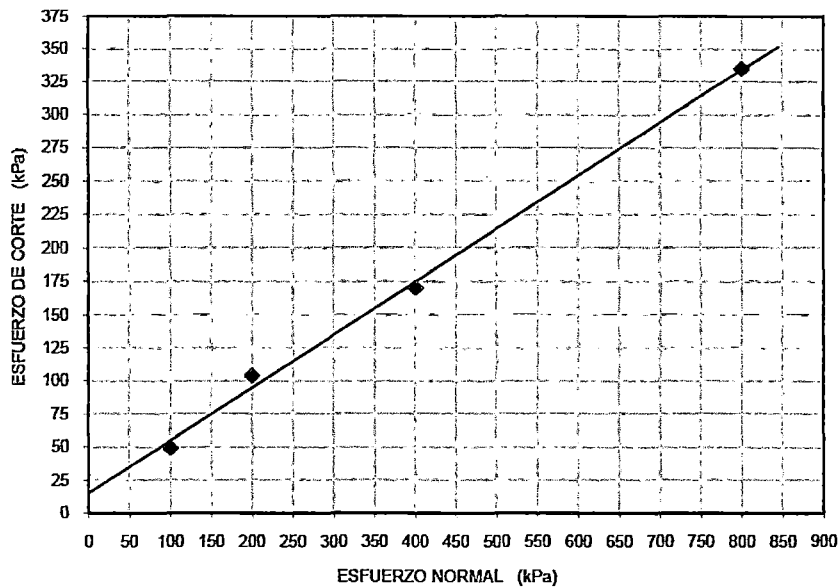


**Figura 4.17** Gráfica del esfuerzo de corte versus desplazamiento horizontal para diferentes valores de esfuerzo normal. (Laboratorio Ausenco Perú S.A.C.)

Considerando la envolvente de esfuerzos para 7cm de desplazamiento del ensayo de corte directo que se muestra en la Fig 4.18, resulta:

**Tabla 4.5** Resultados del ensayo de corte directo a gran escala.

N° de Ensayo	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo De Corte (kPa)
1	100	49
2	200	104
3	400	170
4	800	335



**Figura 4.18** Envolvente de esfuerzos para 7cm de desplazamiento.

De este modo se tiene una adhesión y un ángulo de fricción que son:

$$\text{Adhesión} = 15 \text{ kPa}$$

$$\text{Ángulo de fricción} = 21,7^\circ$$

Entonces, de la resistencia entre el suelo de baja permeabilidad y la geomembrana es la razón de tangentes del ángulo de fricción entre estos dos materiales, resultando para este caso:

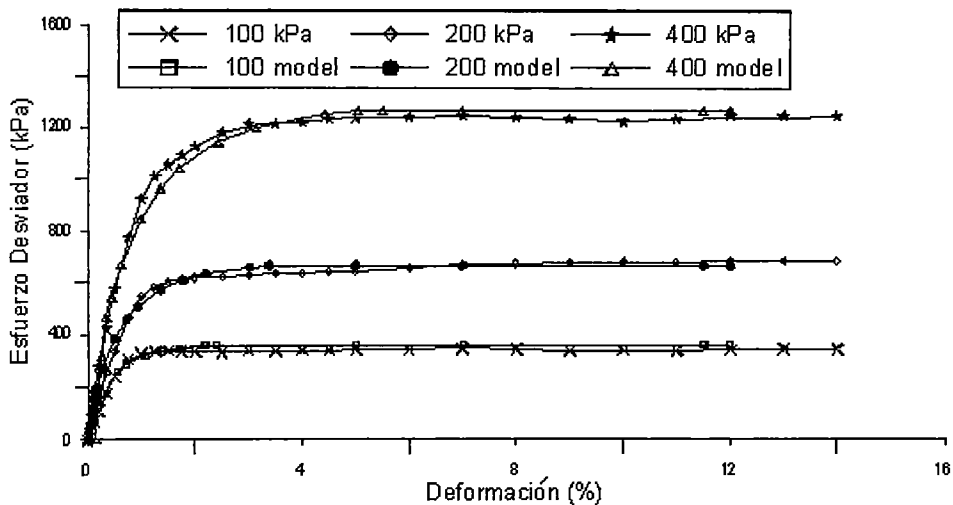
$$\frac{\tan(\phi \text{ corte directo a gran escala})}{\tan(\phi \text{ suelo de baja permeabilidad})} = \frac{\tan(21,7^\circ)}{\tan(36,7^\circ)} = 0,534$$

Luego de obtener este parámetro el procedimiento para obtener los demás parámetros es el mismo que para los casos anteriores. En la siguiente tabla se resume los parámetros del suelo de baja permeabilidad:

**Tabla 4.6** Parámetros del modelo HS para el suelo de baja permeabilidad.

$\lambda_{Saturado}$	= 20,6	kN/m3
$\lambda_{no-Saturado}$	= 18,1	kN/m3
$c'$	= 14	kN/m2
$\phi'$	= 36,7	°
$\psi'$	= 0	°
$E_{50}^{ref}$	= 89 555	kN/m2
$E_{oed}^{ref}$	= 80 000	kN/m2
$m$	= 0,38	-
$E_{ur}^{ref}$	= 268 665	kN/m2
$\nu_{ur}$	= 0,3	-
$p^{ref}$	= 200	kN/m2
$K_o$	= 0	-
$K_x$	= 2,70e-4	m/día
$K_y$	= 2,70e-4	m/día
$R_f$	= 0,9	-

En la Fig 4.19 se presenta las gráficas del esfuerzo - deformación obtenidas a partir del modelamiento numérico con HS. Como se puede observar los resultados del modelamiento se comparan bastante bien con las curvas experimentales obtenidas de los ensayos triaxiales CD en este material.



**Figura 4.19** Graficas experimental - modelo (esfuerzo - deformación).

#### 4.3.4 Cimentación

La superficie de deslizamiento para el análisis de estabilidad de la pila se desarrolla entre la interfase entre el suelo de baja permeabilidad y la geomembrana, asumiendo que el suelo de cimentación es suficientemente competente; por lo tanto, este no interviene en el análisis, debido a esto las propiedades de este material solo han sido asumidas para el análisis numérico considerando un material rocoso, y sus propiedades son presentadas en la Tabla 4.7.

**Tabla 4.7** Parámetros de la cimentación.

$\lambda_{saturado}$	=	25,5	kN/m <sup>3</sup>
$\lambda_{no-saturado}$	=	24,5	kN/m <sup>3</sup>
$E$	=	1,96e+7	kN/m <sup>2</sup>
$\nu$	=	0,25	-
$K_x$	=	3,00e-4	m/día
$K_y$	=	3,00e-4	m/día

(Richard Goodman, 1989)

## CAPÍTULO V. ESTABILIZACIÓN EN PILAS DE LIXIVIACIÓN

La estabilidad de una pila de lixiviación es un factor muy importante en el diseño de este tipo de instalaciones, y si en caso éstas no presenten condiciones de adecuada estabilidad, representadas por factores de seguridad por encima de los recomendados por la práctica internacional, se hace necesaria su estabilización, de tal manera de asegurar que la pila mantenga adecuadas condiciones de operatividad y se evite la ocurrencia de deslizamientos bajo condiciones estáticas y dinámicas de carga.

La estabilidad de la pila de lixiviación es un aspecto muy importante debido a que la inestabilidad podría provocar la rasgadura del sistema de revestimiento por punzonamiento y por tanto, la pérdida de contención de la solución conteniendo el metal valioso a extraer, ocurriendo pérdidas económicas y daños ambientales severos. La estabilidad de una pila está determinada principalmente por la resistencia al corte de la interfase entre el material de baja permeabilidad y la geomembrana y en muy pocas veces por la cimentación.

La evaluación de la estabilidad de la pila de lixiviación consiste en seleccionar secciones bidimensionales a través de la estructura, entre ellas la más crítica, definiendo una probable superficie de desplazamiento para cada una de ellas, calculando el factor de seguridad (FS) a lo largo de esta superficie de desplazamiento. Una minuciosa evaluación de estabilidad requiere de una cuidadosa selección de una superficie de desplazamiento cuando se analiza mediante el método de equilibrio límite, respecto a un método más riguroso de análisis (elementos finitos), la superficie de desplazamiento es buscada de forma natural haciendo uso del método de reducción de parámetros. De este modo el FS de un talud es definido como el factor por el cual los parámetros de resistencia del suelo deben ser divididos con el objetivo de alcanzar las condiciones de falla (parámetros de falla); es decir los parámetros  $c'_f$  y  $\phi'_f$ . (Guía Ambiental)

$$c'_f = \frac{c'}{FS} \quad (5.1)$$

$$\phi'_f = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{FS} \right) \quad (5.2) \text{ (Griffiths, 1999)}$$

El diseño geotécnico de esta instalación debe ir de la mano con el diseño civil y el diseño hidráulico de la estructura.

Un paso para el diseño de la pila de lixiviación es determinar la pendiente máxima a la cual la pila puede permanecer estable con un mínimo factor de seguridad.

Hay dos aspectos contradictorios que se presentan en el diseño de las pilas de lixiviación. El primero es respecto al diseño de la interfase (conjunto de suelo de baja permeabilidad, geomembrana, *overliner*-suelo granular permeable por encima de la geomembrana) que se hace pensando en lograr una conductividad hidráulica baja; sin embargo, estos materiales con conductividad hidráulica baja son por lo general los que poseen menos resistencia al corte. El segundo aspecto es que por el pie de la pila debe tener una pendiente determinada para que drene la solución, el cual crea una pendiente que potencialmente podría ser la causa de un deslizamiento.

La mayoría de análisis de estabilidad de taludes se realizan a partir del concepto de equilibrio límite. De acuerdo a este criterio de análisis de estabilidad, el talud es evaluado como si estuviera por fallar, considerando una superficie de desplazamiento en bloque que generalmente es lo que ocurre en pilas de lixiviación, o en otros términos una superficie de desplazamiento no circular, y el esfuerzo de corte necesario para mantener el talud sin fallar. El análisis de estabilidad consiste en un análisis bidimensional (una sección transversal de la pila como se mencionó anteriormente) definido una superficie de desplazamiento y calculando su factor de seguridad. El factor de seguridad puede ser definido como la relación entre los esfuerzos de corte resistente entre el actuante del talud. Entonces teóricamente el esfuerzo de corte de equilibrio es el que resulta de dividir al esfuerzo cortante en el talud entre el factor de seguridad.

La mayoría de métodos de equilibrio límite empleados en el análisis de la estabilidad de pilas de lixiviación aplican metodologías clásicas que son insuficientes porque se desconoce las fuerzas en el interior del talud. Como resultado de lo anterior se asumen algunas condiciones que simplifican el problema a uno determinado (antes indeterminado). Debido a esas numerosas simplificaciones, se desarrollaron métodos presentando cada uno diferentes

características; como por ejemplo el método de Jambu proporciona resultados más conservadores que los otros métodos. (Twede, 1999)

Las pilas de lixiviación ubicadas en zonas sísmicas como es el caso de toda la costa peruana y parte de los andes, necesita una mayor atención, especialmente si de los ensayos de corte directo a gran escala resultan valores de ángulo de fricción bajos. Las cargas de sismo tienen mayor consecuencia en la medida en que el ángulo de fricción es menor. (Dir Van Zyl, 1987)

Entonces el objetivo de diseño de las bermas y canales en la interfase de la pila de lixiviación es la de aportarle mayor estabilidad a toda la estructura, incrementando los factores de seguridad.

En taludes naturales los ingenieros aplican diferentes medidas correctivas, las cuales se puede mencionar brevemente. Cuando el talud es inestable o su estabilidad resulta precaria se puede corregir la geometría del talud para obtener una nueva configuración estable. Esta configuración busca obtener al menos uno de los siguientes dos efectos: disminución de las fuerzas que tienden al movimiento de la masa, o aumentar la resistencia al corte. De este modo se usan técnicas como: cortar o interrumpir el talud mediante una banqueteta o con la colocación de diques al pie de talud, además una geometría escalonada del talud también es una solución típica; corrección de los aspectos de drenaje debido a que el agua reduce la resistencia al corte de los materiales; corrección mediante elementos resistentes, que son generalmente con la finalidad de contención; corrección superficial, que solamente tiene la finalidad de contención superficial del talud y que en la actualidad se podrían hacer con geomembranas.

## 5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Ante la necesidad de ejecución de las pilas de lixiviación y en algunos casos debido a la precaria disposición de la topografía, ya sea por fuertes inclinaciones que podría encontrarse en la cimentación de una pila de lixiviación, esto además sumado a la poca resistencia de la interfase, surge la necesidad de buscar la forma o el procedimiento por el cual la se asegure la estabilidad. Es necesario aclarar que la interfase se puede definir de dos maneras. Se le llama interfase al conjunto de geomembrana con suelo de baja permeabilidad que es la representación real de la pila en campo. También se conoce como interfase a la



interacción entre materiales de diferente rigidez, en este caso la interacción entre el suelo de baja permeabilidad y la geomembrana, de modo que esta idealización de la interfase se hace mediante un tercer elemento de espesor pequeño entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad, de manera tal que se considere por separado ambos comportamientos del suelo de baja permeabilidad, de la geomembrana y de la interfase. Dicho elemento de espesor pequeño es realizado internamente por el programa de elementos finitos usado, en este caso PLAXIS. Por lo tanto, estas condiciones resultan eventualmente en una configuración inestable con una típica falla por bloque pasando por el suelo de baja permeabilidad; es decir por la zona entre la interfase del suelo de baja permeabilidad con la geomembrana, que se ha probado que es el plano de falla más crítico.

Debido a esta circunstancia se buscó la manera de incrementar la estabilidad, introduciendo elementos como bermas y/o canales que serán descritas en el ítem 5.2.1.1. Se asumió como una solución satisfactoria debido a que en una aplicación típica por equilibrio límite funciona adecuadamente; sin embargo, este procedimiento por medio de equilibrio límite no resulta la manera más adecuada de probar. Si al final de la investigación resulta que mediante equilibrio límite los resultados son semejantes a los encontrados vía elementos finitos, entonces se podrá validar el procedimiento de análisis por este método clásico sin necesariamente usar elementos finitos para análisis posteriores.

## 5.2 PILA DE LIXIVIACIÓN ANALIZADA

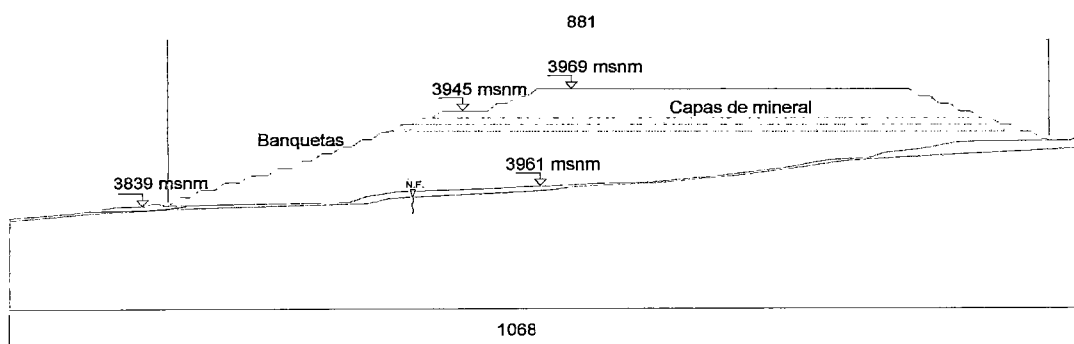
Se analizará para el caso particular de una pila de lixiviación ubicada en el departamento de Cajamarca con altitudes entre 3 800 - 4 000 msnm. Esta pila de lixiviación está proyectada en dos fases. La primera con una capacidad de aproximadamente 12 millones de toneladas métricas de mineral para ser acumulado en un periodo de 3 años; y la segunda con una capacidad de 6,1 millones de toneladas métricas. El mineral a ser apilado es denominado ROM (*run of mine*), es decir, directo de mina después de la voladura, sin proceso previo de chancado.

En el presente análisis se verá la estabilidad de la pila para las dos fases concluidas en diferentes situaciones. En este proyecto se ha estudiado el efecto

de la construcción de bermas y canales en la estabilidad de la pila, modificando las ubicaciones y dimensiones de las mismas.

Para el cálculo del factor de seguridad de una pila de lixiviación sería suficiente considerar diferentes simplificaciones, sin incurrir en un error significativo. Podría no considerarse cada capa de mineral de altura 8 m, además las capas podrían simplificarse con el mismo talud. El suelo de baja permeabilidad podría simplificarse con el mismo talud. El suelo de baja permeabilidad podría simplificarse también pues podría no medirse ni deformaciones ni esfuerzos en él. Adicionalmente se pudo haber utilizado otro modelo constitutivo más sencillo como el modelo Mohr-Coulomb; sin embargo, se buscó la manera de representar más realmente el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales para obtener resultados de desplazamientos más cercanos a la realidad. Además, en este modelamiento se quiso representar el comportamiento del suelo de la manera más aproximada, para ello se consideró el conjunto del suelo de baja permeabilidad por separado: suelo de baja permeabilidad y geomembrana. La única simplificación realizada fue con respecto a los materiales de la cimentación en la que si se consideró sus parámetros tal y como fue expuesto en la sección anterior, debido a la nula influencia de los materiales de cimentación en la estabilidad de la pila.

En la Fig. 5.1 se presenta la sección de la pila analizada en la presente investigación.



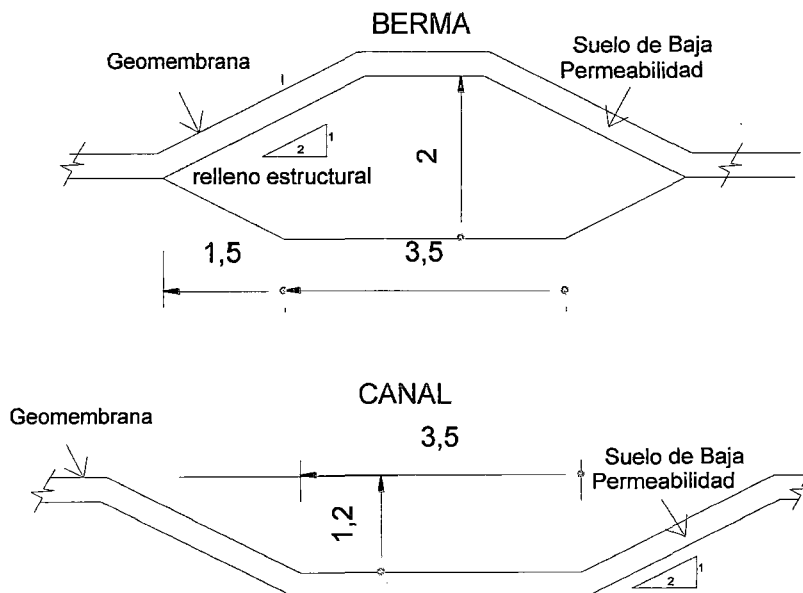
**Figura 5.1** Sección de la pila analizada. (Elaboración propia)

### 5.2.1 Elaboración del modelo

Para la elaboración del modelo se consideraron básicamente dos etapas. En la primera se trabaja en la elaboración de la geometría de la pila mediante coordenadas, pudiendo también ser importada desde un programa CAD mediante una rutina. Del mismo modo en esta primera etapa se efectúa la asignación de los parámetros de los modelos constitutivos considerados a los materiales que fueron calibrados y justificados en el capítulo anterior. Un aspecto muy importante fue la obtención de los parámetros de los materiales, pues deberían representar el comportamiento más aproximado tomando como referencia los ensayos mencionados en el capítulo anterior.

#### 5.2.1.1 Modelo de berma y canal

En la siguiente figura se presenta el modelo geométrico de las bermas y canales usados, de dimensiones estándares, que serán utilizados con fines de estabilización de una pila de lixiviación.

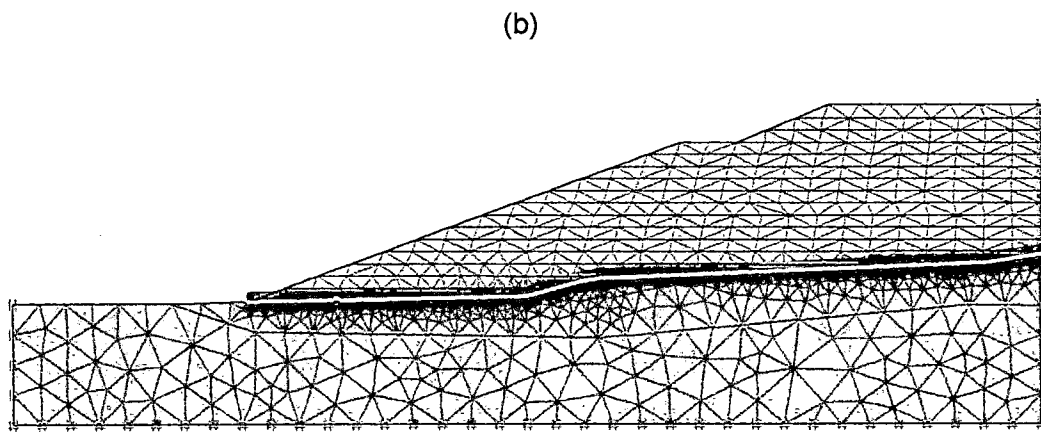
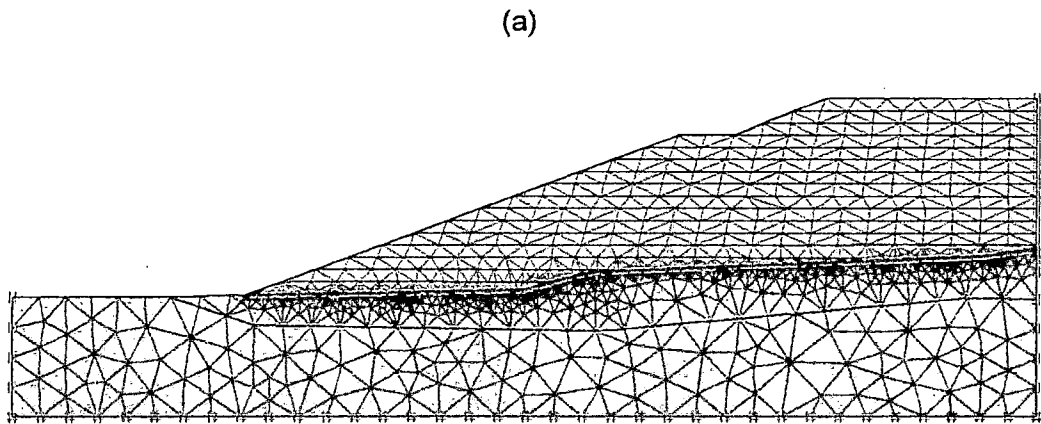


**Figura 5.2** Dimensiones estándar de la berma y canal con suelo de baja permeabilidad de espesor 0,30m. (Elaboración propia)

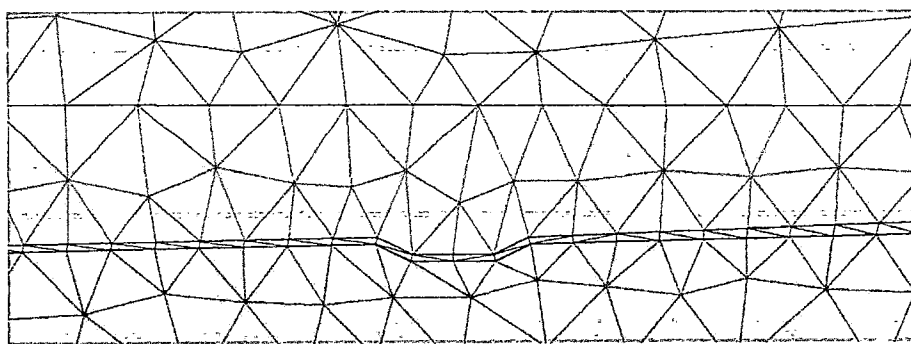
### 5.2.1.2 Geometría y malla

Una vez realizada la configuración de la pila con la asignación de los parámetros de los materiales correspondientes se procede a generar la malla en elementos finitos que el programa empleado lo ejecuta automáticamente. Hay que tener ciertas consideraciones en la elaboración de la malla de elementos finitos, por ejemplo: cuando se presentan gran cantidad de puntos o nodos cercanos podría no generarse la malla ignorando algunos puntos; cuando se presentan elementos de forma de triángulos escalenos muy pronunciados se podrían estar produciendo posibles imprecisiones. La solución a estos potenciales problemas es evitar modelar con puntos cercanos, si fuera así, como es en este caso debido a la geometría del suelo de baja permeabilidad de espesor de 0,30m comparado con la pila de altura de más de 100 m, se puede refinar la malla en la región cercana a esos puntos, de la manera como se muestra en: Fig. 5.3. y Fig. 5.4.

El elemento *geogrid*, al que se hace mención en la descripción de la Fig. 5.3 representa a la geomembrana; sin embargo, este modelo de geomembrana no tiene mayor función solo la de poder asumir un comportamiento en la interfase y poder reducir sus parámetros de resistencia como se mencionó anteriormente.



**Figura 5.3** Discretización del modelo de la sección de la pila analizada la línea amarilla es la geomembrana (Geogrid).



**Figura 5.4** Discretización en la interfase (en esta imagen la sección corresponde a un canal).

Una dificultad de hacer más fina la malla de elementos finitos es que el tiempo de cómputo de solución del problema, que es directamente proporcional al cubo del número de nodos, resulta bastante alto; a pesar de esto se usó una gran cantidad de nodos en el modelo de esta investigación debido a que las capas de mineral fueron de 8 m de espesor, además que se debió evitar que existan elementos triangulares escalenos en la interfase, resultando una malla más refinada y mayor cantidad de puntos de gauss en ese sector, haciendo del tiempo de computo una variable crítica. Por otro lado, con sucesivas pruebas en la misma sección pero con mallas más gruesas y simplificadas se logra una mejora significativa del tiempo de cómputo, obteniendo resultados semejantes, respecto al factor de seguridad, reduciéndose el tiempo de ejecución cerca al 20% del tiempo que demora con un refinamiento mayor usado inicialmente.

### 5.2.1.3 Materiales

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los parámetros de los materiales a ser utilizados en el análisis numérico y que fue explicado en la sección anterior.

**Tabla 5.1** Resumen de parámetros de materiales a usar en el análisis numérico.

Parámetro	Símbolo	unidades	Mineral	Suelo de baja permeabilidad	Relleno estructural	Fundación
Modelo Constitutivo			HS	HS	HS	L.E.*
Peso específico saturado	$\gamma_{\text{saturado}}$	kN/m <sup>3</sup>	18,1	20,6	20,2	25,5
Peso específico no saturado	$\gamma_{\text{no-sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	17,1	18,1	18,3	24,5
Cohesión (Efectiva)	$c'$	kN/m <sup>2</sup>	0,2	14	14	-
Ángulo de fricción interna (efectiva)	$\phi'$	°	37	36,7	35,3	-
Ángulo de dilatación	$\psi$	°	0	0	0	-
Rigidez secante en ensayo triaxial	$E_{50}^{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	30 000	89 555	59 350	1,96e8
Rigidez secante para carga edométrica	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	20 000	80 000	50 000	-
Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos	$m$	-	0,62	0,38	0,31	-
Rigidez en la descarga - recarga	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	90 000	268 665	178 050	-
Relación de Poisson en la descarga - recarga	$\nu_{\text{ur}}$	-	0,3	0,3	0,3	0,25
Presión de referencia	$p^{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	200	200	200	-
Coefficiente de presión lateral en reposo	$k_{\text{0}}$	-	$1 - \sin(\phi')$	$1 - \sin(\phi')$	$K_0$	-
Permeabilidad en la dirección X	$k_x$	m/día	3 880	$2,7e-4$	$3,00e-4$	$3,00e-4$
Permeabilidad en la dirección Y	$k_y$	m/día	3 880	$2,7e-4$	$3,00e-4$	$3,00e-4$
Relación de falla	$R_f$	-	0,9	0,9	0,9	0,9
Reducción interfase	$R_{\text{inter}}$	-	1	0,53	1,0	1,0

\* Modelo Lineal Elástico

### 5.2.2 Solución del problema

La solución del problema ha sido planteada en 22 ó 23 fases (23 para el caso de uso de bermas y 22 cuando se proyecta canales), las cuales corresponden a los diferentes procesos de carga que se presentan como parte del análisis de la pila de lixiviación. A continuación se describen estas fases:

### Fase 1:

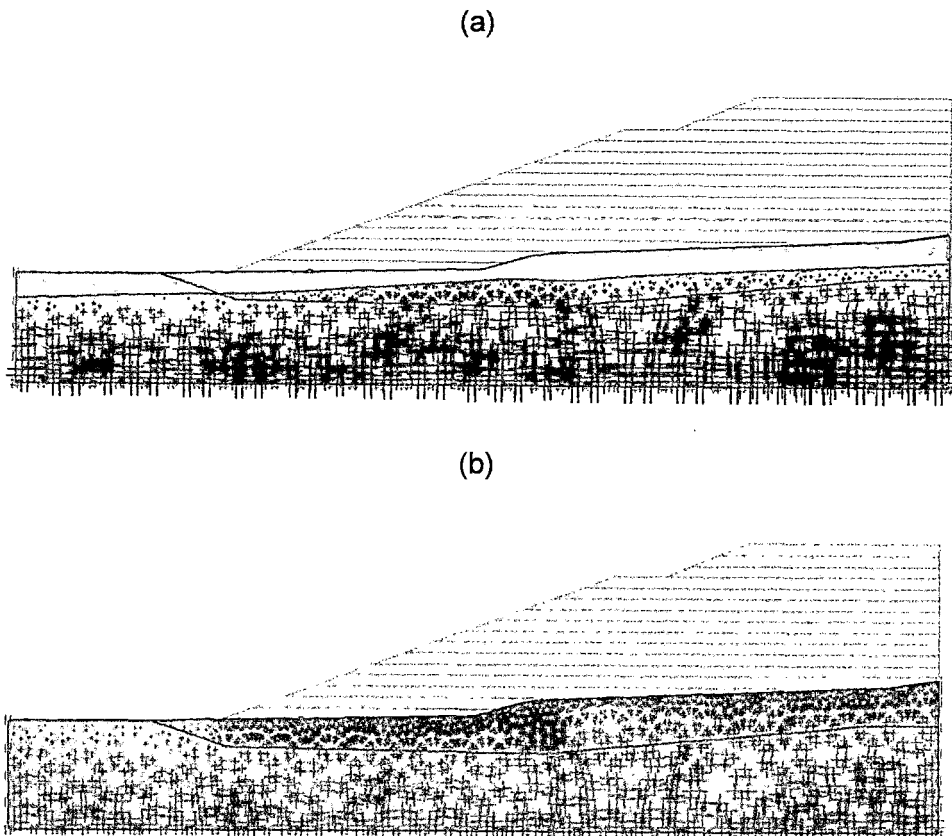
La Fase 1 siempre será la aplicación de las condiciones iniciales del estado de esfuerzos, que no podrá ser realizada mediante el procedimiento  $K_0$  debido a que este consiste en la aplicación de cargas horizontales en función de las verticales por un factor de  $K_0$ ; no obstante cuando el terreno tiene pendiente los esfuerzos en la dirección vertical no coinciden con la dirección principal, en esos casos se considera las condiciones iniciales de esfuerzo mediante un procedimiento llamado carga gravitatoria (*gravity loading*). Este consiste en la aplicación de las condiciones iniciales de esfuerzos mediante el peso propio. Es frecuente también en esta fase que se generen puntos plásticos; pero esto se puede verificar fácilmente mediante la siguiente expresión:

$$\frac{1-\sin \phi'}{1+\sin \phi'} < \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5.3)$$

Donde  $\nu$  es la relación de Poisson y  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna efectivo; sin embargo, debido a que el modelo usado para la cimentación que es lineal elástico, no tiene como parámetro al ángulo de fricción interna no existe la posibilidad de que se generen zonas de plastificación.

En esta primera fase, es donde se generan las condiciones iniciales de esfuerzos y de presiones de poro, como se aprecia en la Fig. 5.5. Las cruces de color azul representa la presión del agua debajo de la superficie de nivel freático. Las cruces de color rojo simboliza el estado de esfuerzo donde en cada cruz la línea de mayor longitud representa el valor del esfuerzo principal mayor, mientras que la perpendicular el esfuerzo principal menor en cada punto de gauss de cada elemento finito.





**Figura 5.5** Condiciones iniciales de nivel freático (a) y de esfuerzos efectivos iniciales (b).

**Fase 2:**

En el caso de bermas esta fase corresponde a la colocación del relleno estructural y en el caso de canales la colocación del suelo de baja permeabilidad.

**Fase 3:**

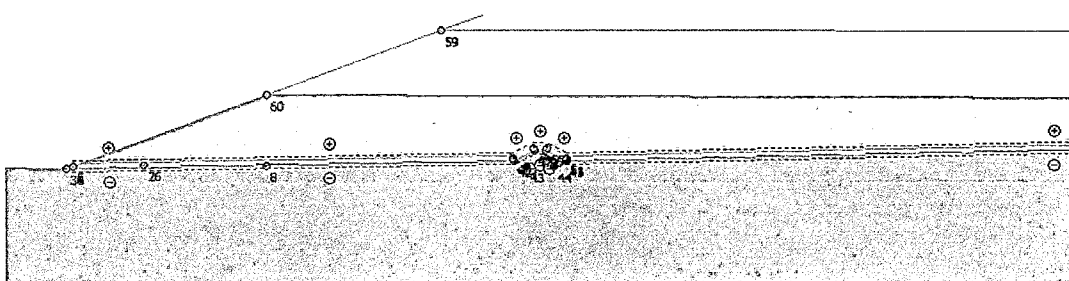
En el análisis con canales esta fase corresponde a la activación del elemento *geogrid* que reemplaza a la geomembrana. En una pila real la geomembrana tiene la función de impermeabilización; sin embargo, en el modelo su función es la de representar la interfase con una reducción de 0,534 explicado en el capítulo anterior según los resultados del ensayo de corte directo a gran escala y al ángulo de fricción interna del suelo de baja permeabilidad. En el caso de las bermas esta fase corresponde a la colocación del suelo de baja permeabilidad.

Fase 4:

Aplicación de la primera capa del mineral cuando se hace en análisis con el canal y en el caso de las bermas es la colocación de la geomembrana.

Fase 5:

En el caso del canal es la activación de la segunda capa de mineral y en bermas es la activación de la primera capa y así sucesivamente. Esto se puede observar en la Fig. 5.6.



**Figura 5.6** Activación de la primera capa del mineral para esta sección donde hay una berma.

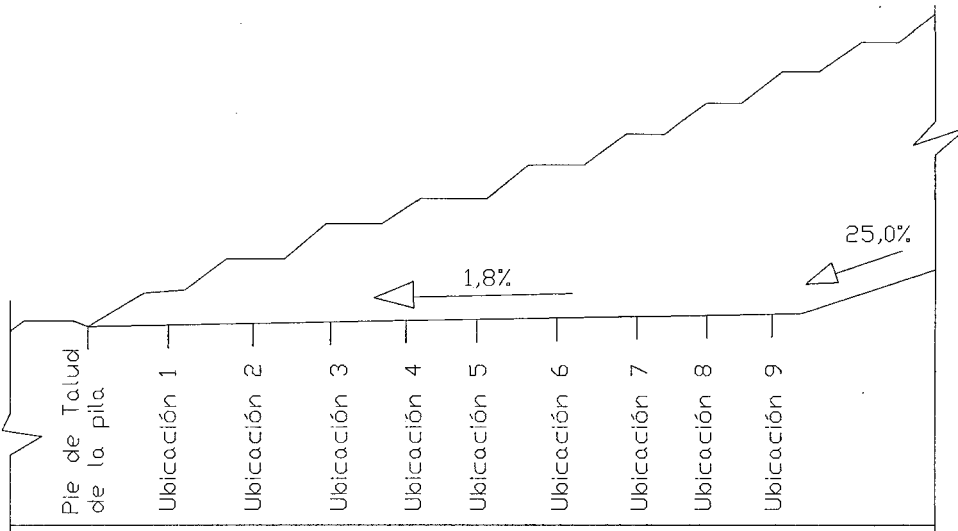
Últimas fases:

Las tres últimas fases consisten en la aplicación de la carga pseudo-estática a la estructura en su etapa final. Y las dos restantes fases son las del cálculo de la estabilidad por el método de reducción de parámetros en ambas condiciones de carga estática y pseudo-estática.

### 5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

#### 5.3.1 Variación de la posición de las bermas y canales

Con la finalidad de evaluar el efecto de la ubicación de las bermas o canales en la estabilidad de la pila de lixiviación, se realizaron análisis de estabilidad utilizando el método de elementos finitos, modificando la ubicación de estas estructuras, tal como se muestra en la Tabla 5.2 y en la Fig. 5.7.



**Figura 5.7** Ubicaciones relativas al pie del talud del mineral. (Elaboración propia)

**Tabla 5.2** Ubicaciones relativas de berma o canal respecto al pie del talud.

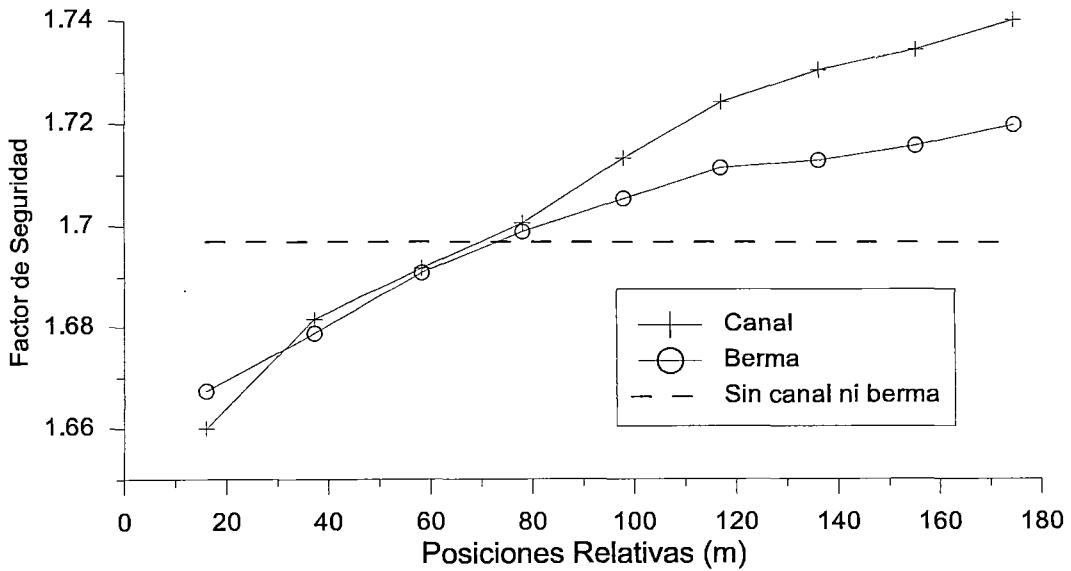
Ubicaciones	Ubicaciones relativas al pie del talud en (m)
1	16,0
2	37,2
3	58,2
4	78,0
5	97,9
6	116,9
7	136,1
8	155,2
9	174,4

Luego de analizar los resultados por el método de elementos finitos a través del procedimiento de reducción de los parámetros de resistencia para el cálculo del factor de seguridad, se obtuvieron resultados de factores de seguridad para esas posiciones analizadas para estructuras de tamaño estándar. En la Fig. 5.8 se presentan los resultados obtenidos, en esta figura el eje de las abscisas representan las posiciones relativas al pie del talud de la pila y el eje de las ordenadas son los factores de seguridad. Es importante indicar que el factor de

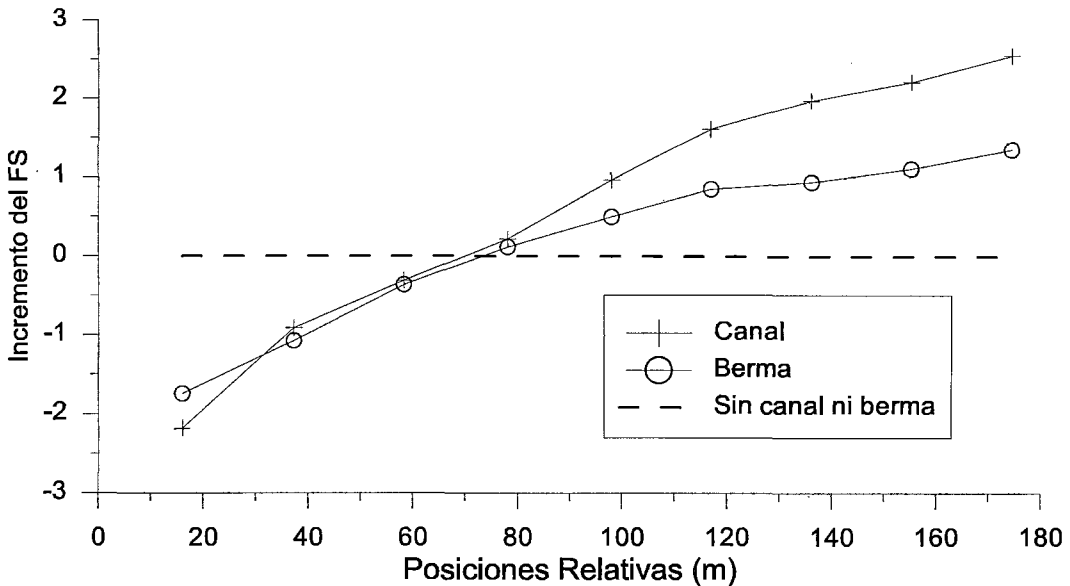
seguridad de la pila en condiciones estáticas, sin la presencia de berma o canal es 1,697. Asimismo, en la Fig. 5.9 se presenta el incremento del factor de seguridad expresado en porcentaje, utilizando estas soluciones propuestas.

**Tabla 5.3** FS en las diferentes posiciones relativas e incremento en porcentaje respecto al FS inicial.

Ubicación relativa respecto al pie del talud	Abscisa (m)	FS		Incremento del FS en %	
		• Berma •	• Canal	• Berma	• Canal
1	16,0	1,667	1,660	-1,74	-2,18
2	37,2	1,679	1,682	-1,07	-0,91
3	58,2	1,691	1,692	-0,36	-0,31
4	78,0	1,699	1,701	0,12	0,22
5	97,9	1,706	1,713	0,50	0,97
6	116,9	1,712	1,724	0,85	1,61
7	136,1	1,713	1,731	0,94	1,98
8	155,2	1,716	1,735	1,11	2,22
9	174,4	1,720	1,740	1,36	2,56



**Figura 5.8** Factor de seguridad para diferentes ubicaciones.



**Figura 5.9** Incremento o decremento del FS en porcentaje.

En las figuras anteriores se puede observar que el FS se incrementa desde la ubicación 1 hasta la ubicación 9, de manera progresiva.

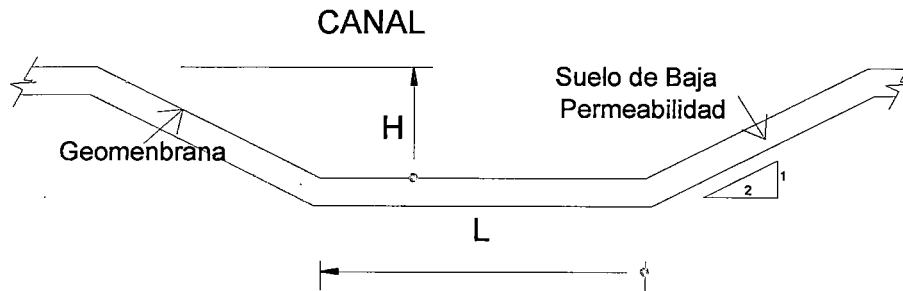
Adicionalmente, se puede observar que desde la ubicación 1 hasta la ubicación 4 ambas estructuras no contribuyen con el incremento del factor de seguridad, más bien por el contrario lo disminuyen. Esto quiere decir que considerando toda la longitud de la interfase donde posiblemente se colocarán bermas o canales, cuando alguna de éstas se encuentra dentro de los primeros 43% aproximadamente de la longitud de esta interfase, esto no resulta favorable para la estabilidad global de la pila. Otros estudios con geometrías diferentes deben confirmar esta conclusión preliminar.

Como se observa en las figuras, a partir de la ubicación 4 el FS comienza a incrementarse respecto a aquel obtenido sin canal ni berma, llegando a un incremento de 2,56% para el caso del canal en la ubicación 9 que es la más cercana al cambio de pendiente.

resultados indican que se obtiene una mejor respuesta con el canal en la ubicación 9, por lo que en los análisis siguientes solo se considerará un canal proyectado en dicha posición.

### 5.3.2 Variación de las dimensiones del canal

Se realizaron los análisis variando las dimensiones del canal, que es el que logra mejores beneficios en el factor de seguridad en comparación con la berma, en la ubicación 9. Las dimensiones que se usaron se muestran en la Tabla 5.4.



**Figura 5.10** Variables de dimensiones en el canal. (Elaboración propia)

Las dimensiones que se consideran como variables son la longitud  $L$  y la profundidad  $H$ , permaneciendo constante la pendiente del talud, uno en vertical y dos en horizontal debido al proceso constructivo, además del espesor del material de baja permeabilidad que es de 0,30 m. Las dimensiones consideradas fueron las siguientes:

**Tabla 5.4** Dimensiones de las variables consideradas en el canal.

H(m)	L(m)
0,75	3,50
1,20	5,00
1,65	6,50

De este modo se logra los siguientes resultados de factor de seguridad:

**Tabla 5.5** FS Obtenidos a partir de las diferentes combinaciones de las dimensiones  $L$  y  $H$  del canal - análisis estático.

$H$ (m) / $L$ (m)	0,75	1,20	1,65
3,5	1,724	1,740	1,743
5,0	1,719	1,740	1,740
6,5	1,728	1,738	1,720

De acuerdo a estos resultados se concluye que no existen mayores incrementos del FS con el aumento de la longitud del canal; sin embargo, si se observa una muy ligera tendencia del incremento del FS con el aumento de la profundidad independientemente de la longitud del canal.

#### 5.4 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

##### 5.4.1 Variación de la posición de las bermas y canales

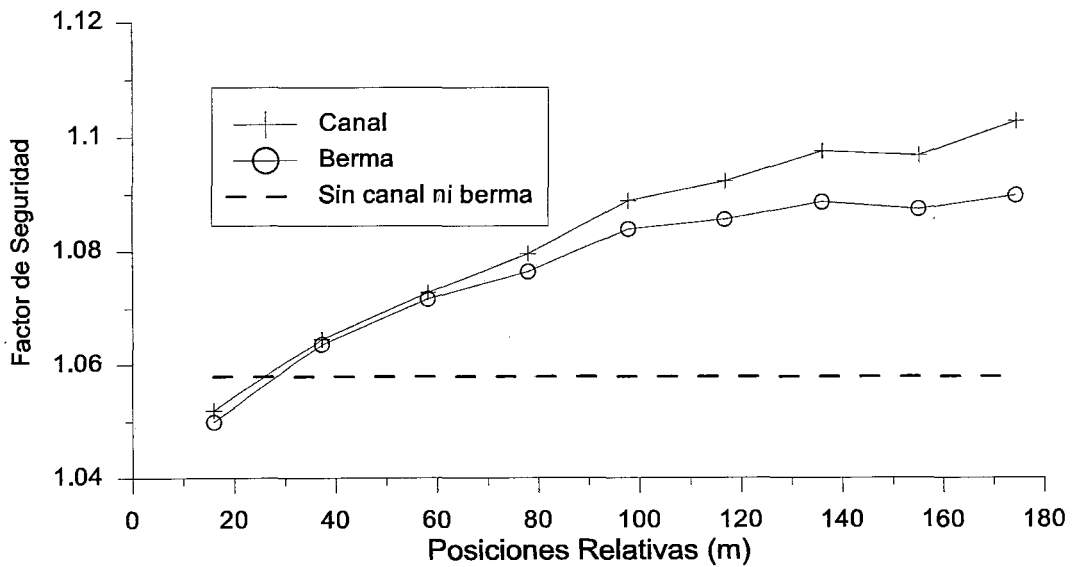
Se sabe que el caso más crítico es cuando la pila se encuentra bajo la influencia de un sismo, que será simplificado mediante el procedimiento pseudo-estático. Asimismo, durante el diseño de la pila de lixiviación, se efectuó una revisión del estudio de peligro sísmico realizado para un proyecto muy cercano la ubicación de la pila, a fin de definir el nivel de aceleración máxima esperada en la zona del proyecto. De los resultados de esta revisión se concluyó que la aceleración sísmica pico es de 0,29g, y corresponde a un evento sísmico de 500 años de periodo de retorno y 10% de probabilidad de excedencia. A partir de esta aceleración se recomendó utilizar un coeficiente sísmico de 0,15 para el análisis y diseño de taludes del apilamiento de mineral.

El FS de la pila en condiciones pseudo-estáticas sin bermas ni canales, es de 1,058. En este análisis pseudo-estático a diferencia del caso anterior (estático), se puede observar un mayor incremento del FS haciendo uso de las dos estructuras. Sin embargo, respecto al canal, recién después de 24 m del pie del talud de la pila el FS empieza a incrementarse respecto al FS de la pila estructuras. A partir de poco antes de la ubicación 2, siempre las mejoras del FS son mayores para el caso de estructuras tipo canal, llegando a su mayor incremento para la ubicación 9, que fue de 4,25%. En la Tabla 5.6 y Fig. 5.11 y

Fig. 5.12 se presenta la variación de los FS pseudo-estáticos en función de las posiciones de las estructuras recomendadas.

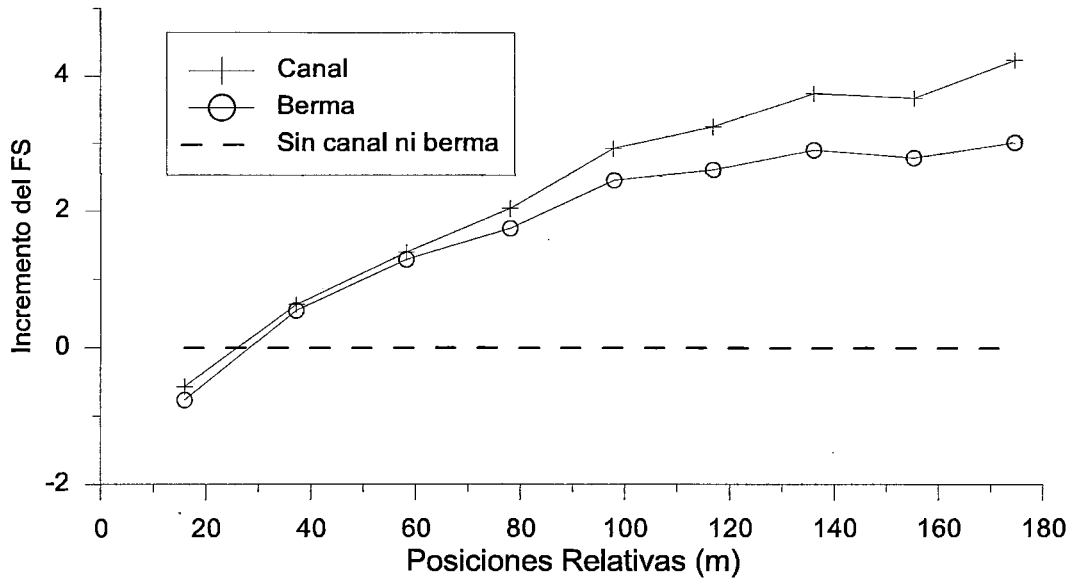
**Tabla 5.6** FS FS en las diferentes posiciones relativas e incremento en porcentaje respecto al FS inicial.

Posición relativa respecto al pie del talud	Abscisa (m)	FS		Incremento del FS (%)	
		• Berma	• Canal	• Berma	Canal
1	16,0	1,050	1,052	-0,77	-0,57
2	37,2	1,064	1,065	0,55	0,63
3	58,2	1,072	1,073	1,29	1,40
4	78,0	1,077	1,080	1,75	2,04
5	97,9	1,084	1,089	2,46	2,93
6	116,9	1,086	1,092	2,62	3,25
7	136,1	1,089	1,098	2,91	3,75
8	155,2	1,088	1,097	2,80	3,69
9	174,4	1,090	1,103	3,02	4,25



**Figura 5.11** Factor de seguridad para diferentes ubicaciones.



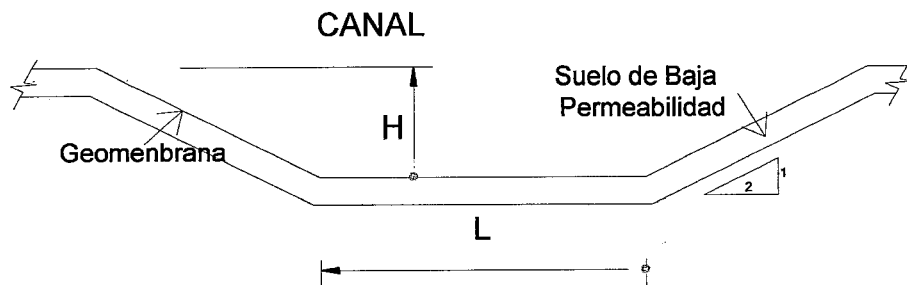


**Figura 5.12** Incremento o decremento del FS en porcentaje.

Por otro lado, al igual que el caso anterior en condiciones estáticas, las mejoras se logran con estructuras tipo canal.

#### 5.4.2 Variación de las dimensiones del canal

De manera similar al caso del análisis estático, en esta sección se presentan los resultados de los análisis variando las dimensiones del canal (que es el que logra mejores beneficios respecto al FS) en la ubicación 9.



**Figura 5.13** Variables de dimensiones en el canal. (Elaboración propia)

En la Tabla 5.5 (análisis estático) se presentan las dimensiones que se consideran como variables (longitud  $L$  y profundidad  $H$ ), permaneciendo constante la pendiente del talud, uno en vertical y dos en horizontal debido al proceso constructivo, además del espesor del material de baja permeabilidad que es de 0,30 m

De este modo se logra los siguientes resultados de factor de seguridad.

**Tabla 5.7** Obtenidos a partir de las diferentes combinaciones de las dimensiones  $L$  y  $H$  del canal - análisis pseudo - estático.

H (m) L (m)	0,75	1,20	1,65
3,5	1,095	1,103	1,094
5,0	1,094	1,096	1,096
6,5	1,094	1,093	1,095

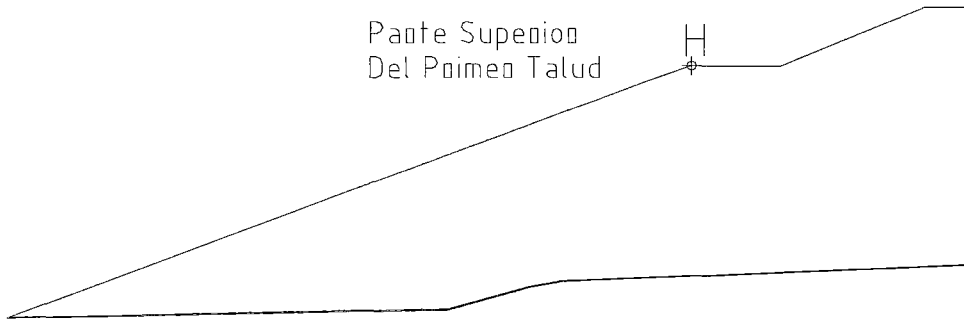
No existen incrementos de FS, ni tendencias, por lo que no se puede establecer una conclusión a partir de los resultados mostrados en la tabla anterior.

### 5.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se presentan los casos en las dos condiciones, estático y pseudo-estático con coeficiente sísmico de 0,15.

#### 5.5.1 Resultados de los análisis sin berma ni canal

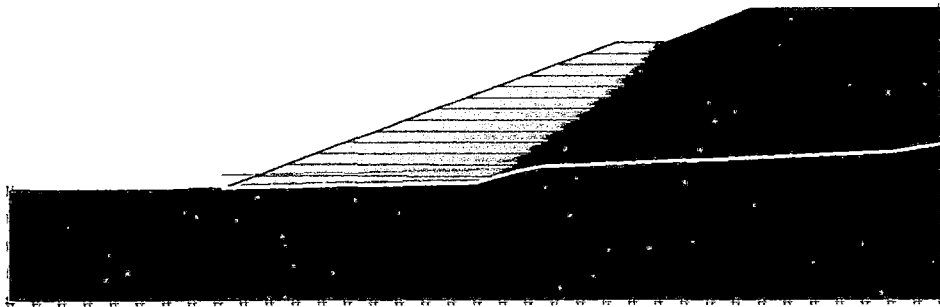
En la Fig. 5.14 se presenta un punto de control de desplazamientos totales de modo que se pueda comparar el comportamiento de la pila con o sin la presencia del canal.



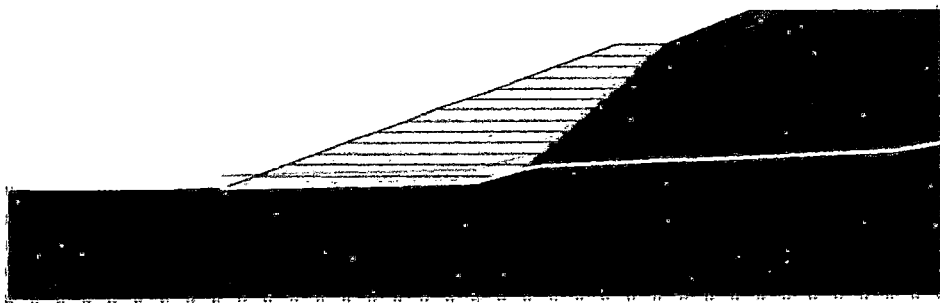
**Figura 5.14** Punto de control de desplazamiento. (Elaboración propia)

Adicionalmente, se tienen las superficies de desplazamiento en condiciones estáticas y pseudo-estáticas sin proyectar canal (ver Fig. 5.15).

(a)

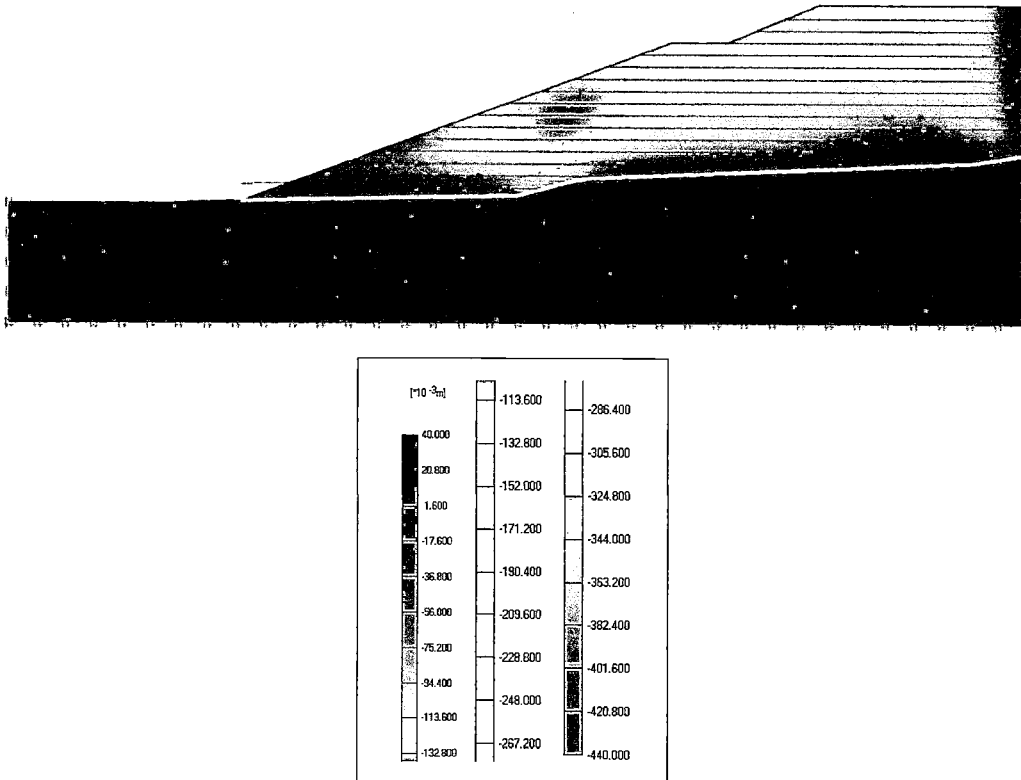


(b)



**Figura 5.15** Superficie de desplazamiento en condiciones estáticas (a) y pseudo-estáticas (b), sin la presencia del canal.

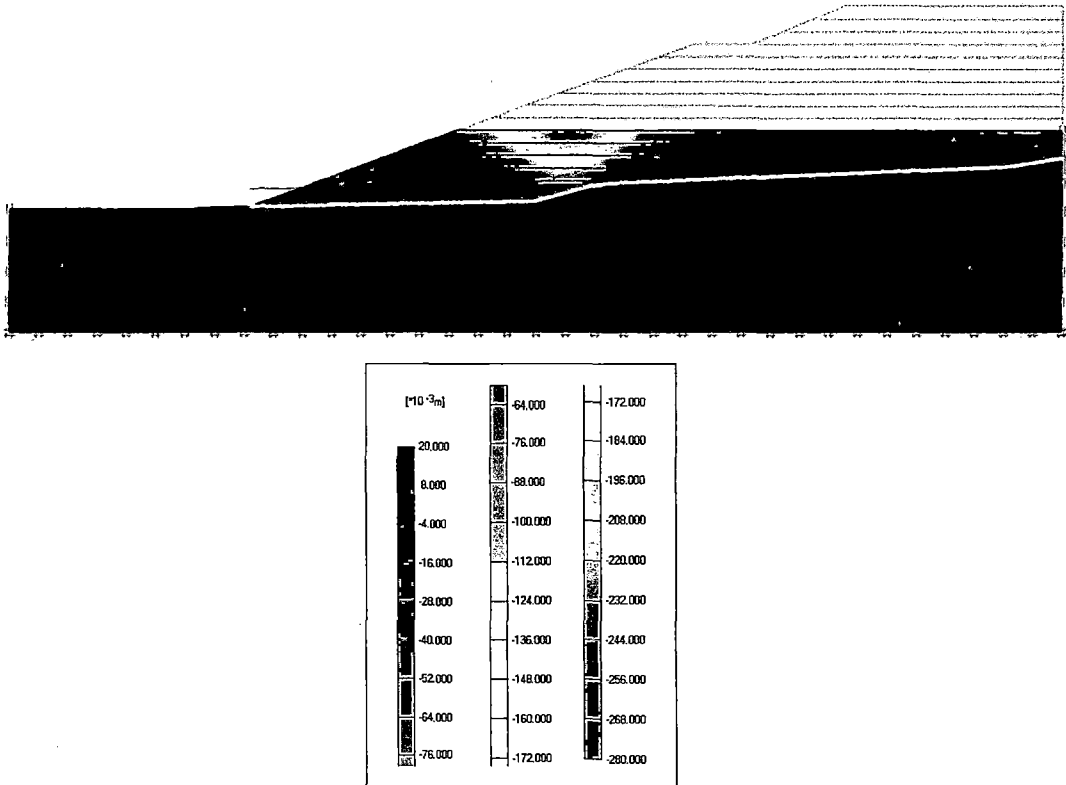
De los resultados de desplazamientos horizontales obtenidos por elementos finitos para el análisis estático se puede concluir que al final de la colocación de la última capa se presentan los mayores desplazamientos tanto en el sentido vertical como en la dirección horizontal, como se puede observar en la Fig. 5.16.



**Figura 5.16** Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la última capa del mineral. Análisis estático.

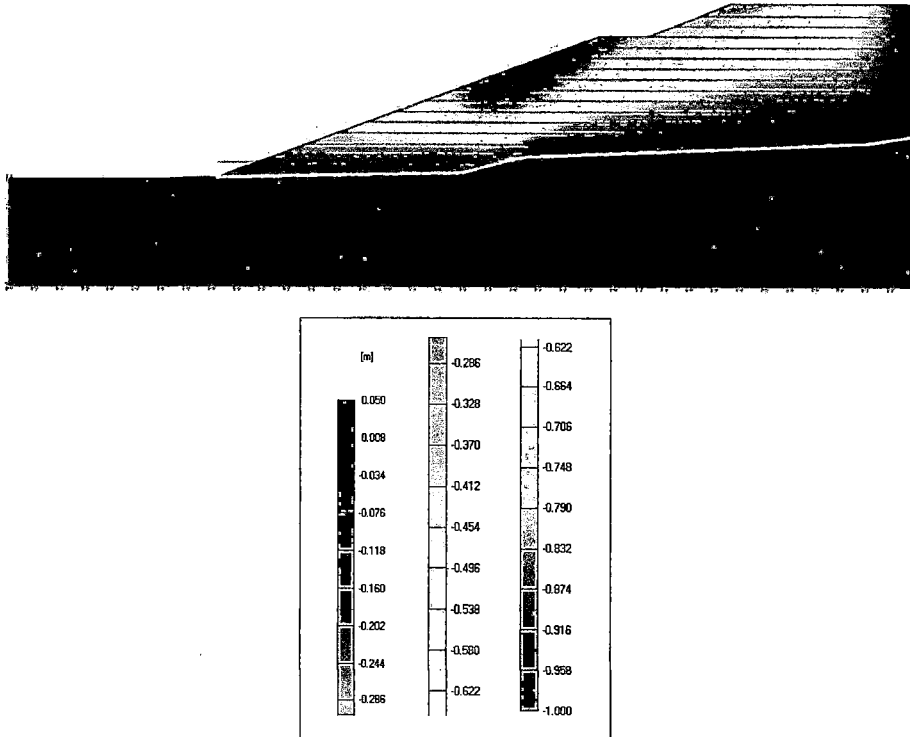
Como se puede notar de la Fig. 5.16 existe una región claramente es más coloreada, la cual representa los mayores valores de desplazamiento horizontales, que fueron 44 cm. Esto debido a que debajo de esa región se encuentra el cambio de pendiente en la base de la pila; es decir de 1,8% a una pendiente mayor.

Esto se va evidenciando durante las fases de construcción. Por ejemplo al final de la colocación de la capa de mineral N°6 (Fig. 5.17) los desplazamientos están en el orden de 29 cm, aumentando progresivamente en la medida que se colocan el resto de las capas de mineral.



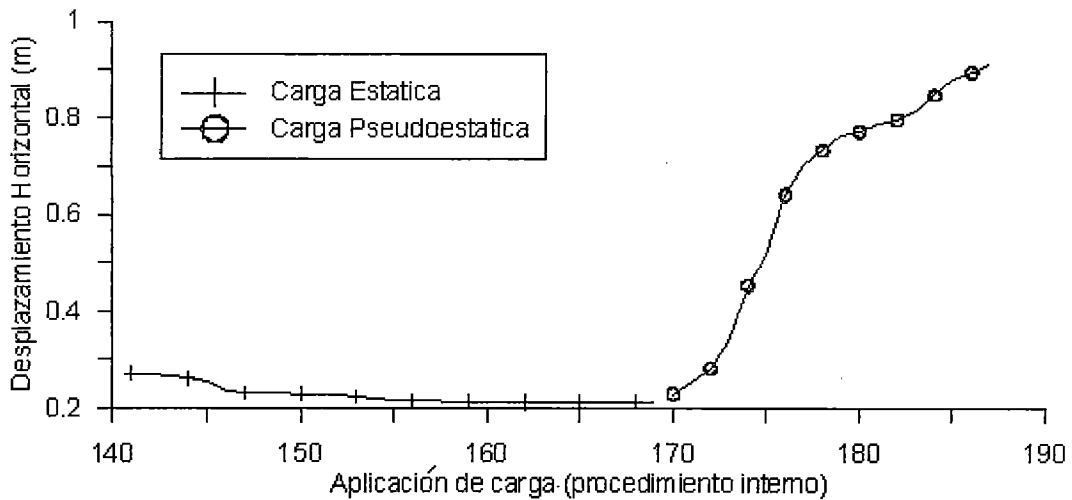
**Figura 5.17** Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la capa de mineral N°6. Análisis estático.

Con relación al análisis pseudo-estático como era predecible los desplazamientos horizontales se presentan hacia el talud, de la forma en que se muestra en la Fig. 5.18. La magnitud de los desplazamientos se encuentran en el orden de 1 m en la región superior del primer talud.



**Figura 5.18** Desplazamientos horizontales totales después de la colocación de la última capa del mineral. Análisis pseudo-estático.

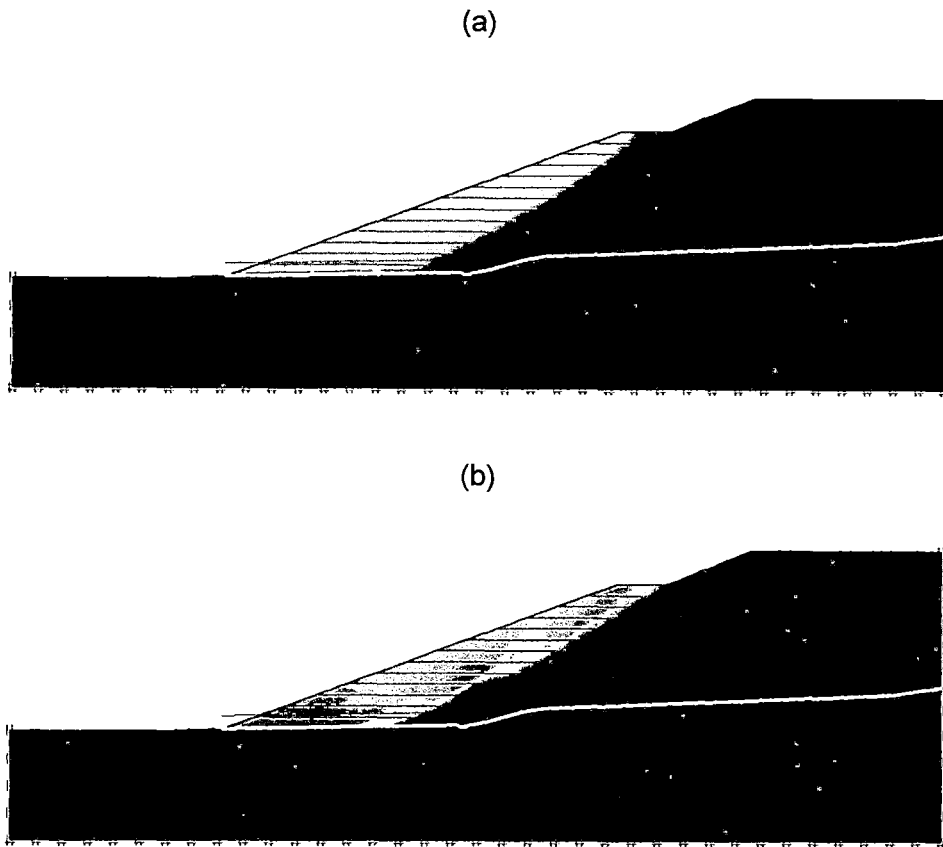
Respecto al desplazamiento horizontal del punto H, que está cerca de donde ocurren los mayores desplazamientos horizontales al final de la condición pseudo-estática se observa en la Fig. 5.19 que el desplazamiento horizontal aumenta de 22 cm al final del análisis estático a 91 cm al final del análisis pseudo-estático.



**Figura 5.19** Desplazamiento en el sentido horizontal del punto de control H.

### 5.5.2 Resultados de los análisis con canal

El punto de control para el análisis con canal fue el mismo usado en el análisis sin canal y mostrado en la Fig. 5.14. En la Fig. 5.20 se presentan las superficies de desplazamiento en condiciones estáticas y pseudo-estáticas con la presencia del canal en la base.



**Figura 5.20** Superficie de desplazamiento en condiciones estáticas (a) y pseudo-estáticas (b) cuando se proyecta un canal en la ubicación 9.

Se observa que las superficies de desplazamiento en ambos casos (estático y pseudo-estático) son similares, es decir, cuando se proyecta un canal y se analiza la estabilidad en condiciones estáticas y pseudo-estáticas, las superficies de desplazamiento en ambas condiciones resultan muy cercanas entre sí, por tanto la cantidad de masa potencialmente movilizadora de ocurrir una falla sería la misma. Asimismo, de las figuras anteriores se observa claramente que la superficie de desplazamiento tiende a acercarse hacia el talud.

Por otro lado, se observa que la masa involucrada en las superficies de desplazamiento en las condiciones estáticas y pseudo-estáticas sin considerar canal, es mayor que aquella que corresponde a las superficies considerando la presencia del canal. De este modo se va relacionando el factor de seguridad con la masa movilizadora y por tanto la participación como longitud de la interfase,



pues a menor masa movilizada (superficie de desplazamiento más cercana al talud) se tiene menos intervención de la interfase en longitud.

### Desplazamientos

Antes de empezar a describir los desplazamientos en el talud se debe distinguir dos taludes en la geometría de la pila de lixiviación. El primero es el que se moviliza debido a la superficie de desplazamiento y el segundo se encuentra en cotas superiores a la anterior y no es afectado por una posible falla. Respecto al primer talud si se compara los desplazamientos horizontales que ocurren entre las dos situaciones (con y sin canal) al aplicar toda la carga pseudo-estática se observa desplazamientos horizontales comparables del talud (ver Fig. 5.21); o dicho de otra manera, los desplazamientos horizontales son mayores en solo 2 cm aproximadamente cuando no se proyecta un canal.

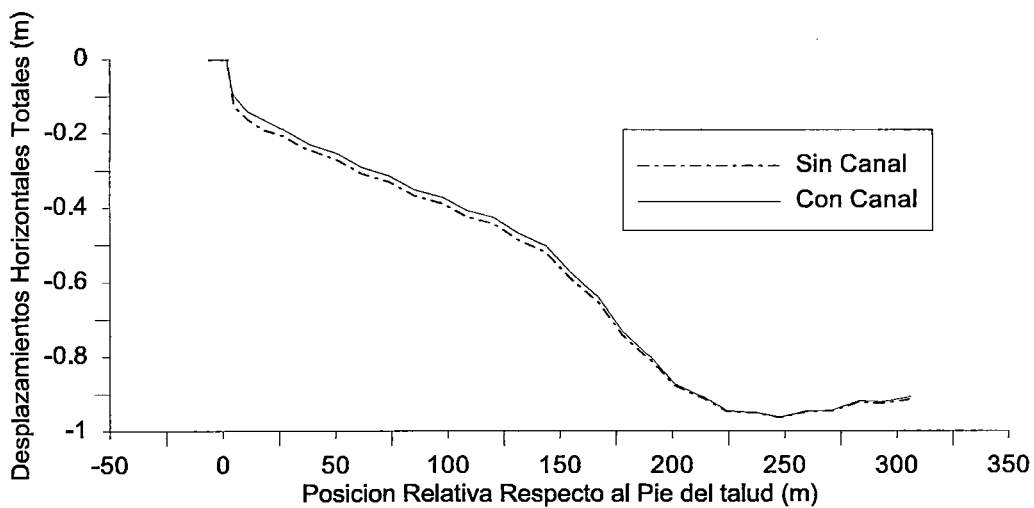
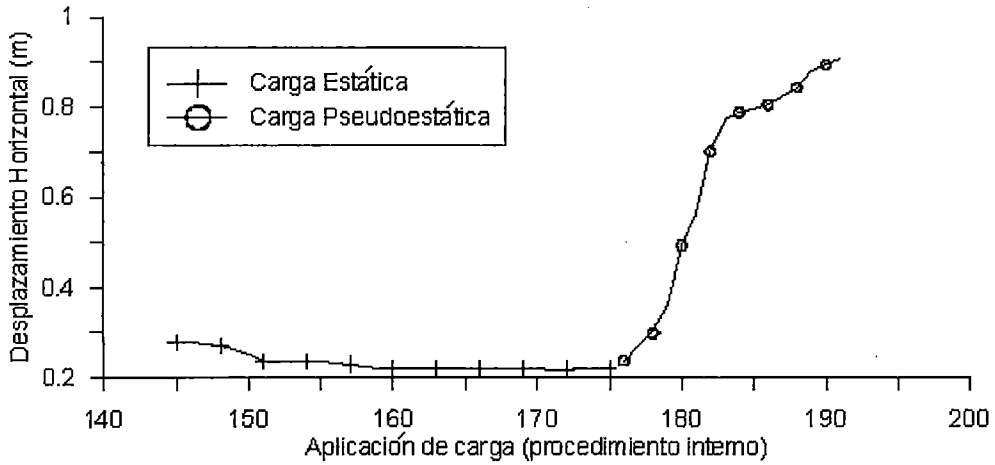


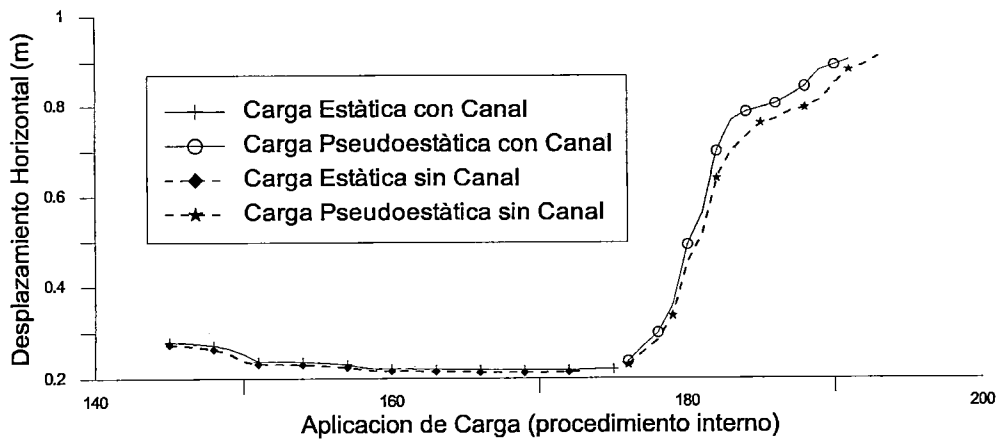
Figura 5.21 Desplazamiento horizontal al pie del primer talud.

Del mismo modo se puede ver los desplazamientos del punto "H" en la siguiente figura.



**Figura 5.22** Desplazamiento horizontal del punto de control H con canal proyectado.

Entonces si se comparan las Figuras: Fig. 5.22 y Fig. 5.19 en una misma gráfica (ver Fig. 5.23), se tiene que los desplazamientos horizontales son en general, los mismos. De este modo se puede concluir que los desplazamientos son los mismos para los casos donde se proyecta el canal o sin proyectarse el mismo.

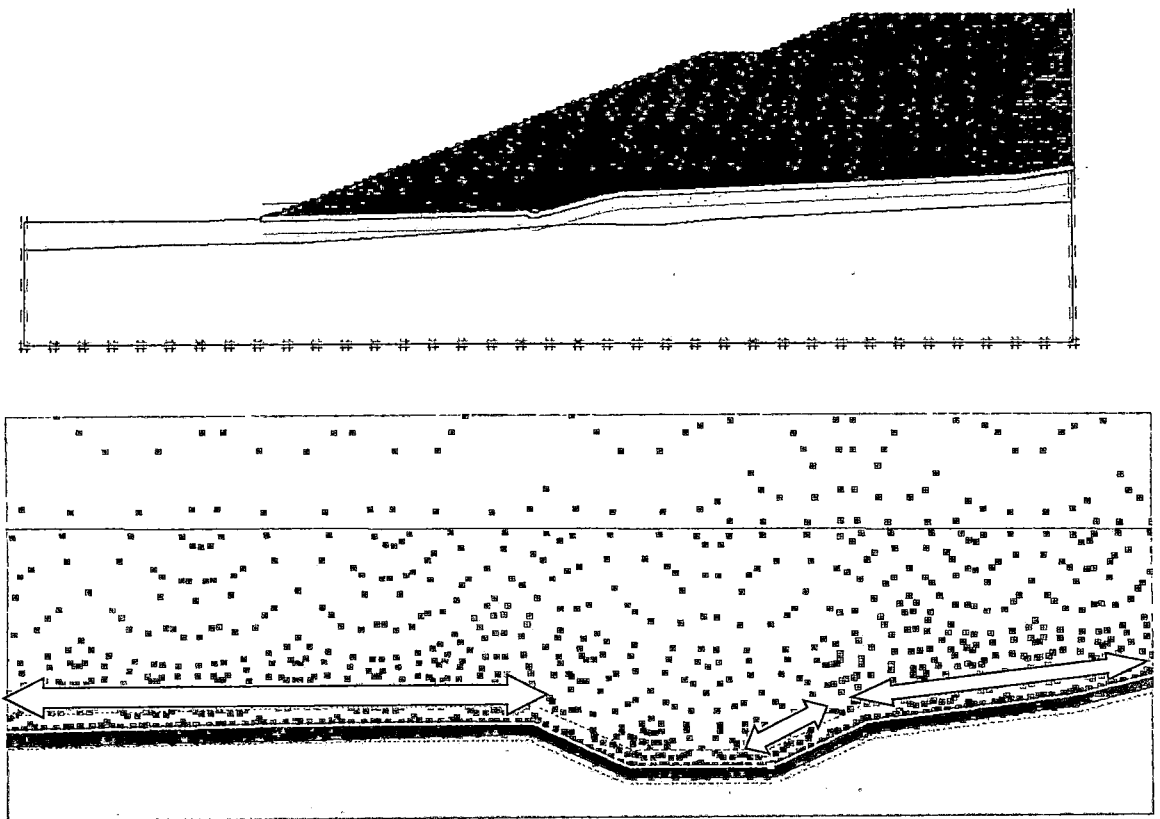


**Figura 5.23** Comparación de desplazamiento del punto superior del primer talud, con canal y sin canal.

## Esfuerzos

Respecto a los esfuerzos se mostrarán solo lo que corresponden a las condiciones pseudo-estáticas, debido a que es la condición más crítica.

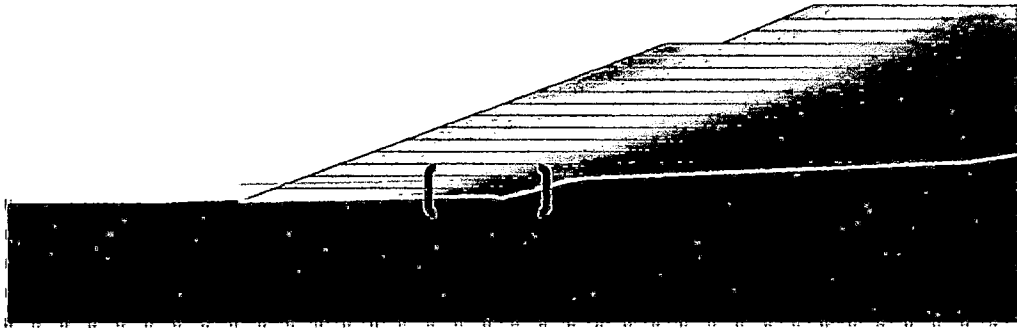
En la Fig. 5.24 se presentan los puntos de plastificación en la falla obtenidos a través del modelo de Mohr-Coulomb, los cuales ocurren donde el estado de esfuerzos se encuentra en la envolvente de falla de Mohr Coulomb, y se pueden ver representados mediante cuadrados pequeños de color rojo, que debido a la escala gráfica no se observa como tal; sin embargo, se resaltan en la misma figura mediante flechas de color blanco. Estos ocurren en la región de la interfase; aunque, la pendiente lateral izquierda del canal y la parte central no se ven afectados de la misma forma como en el resto de la interfase.



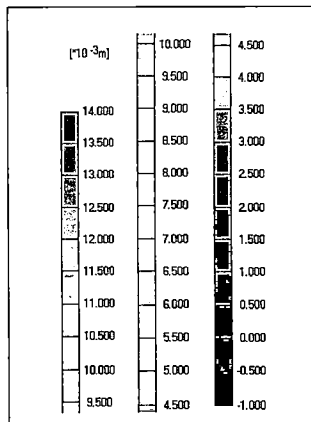
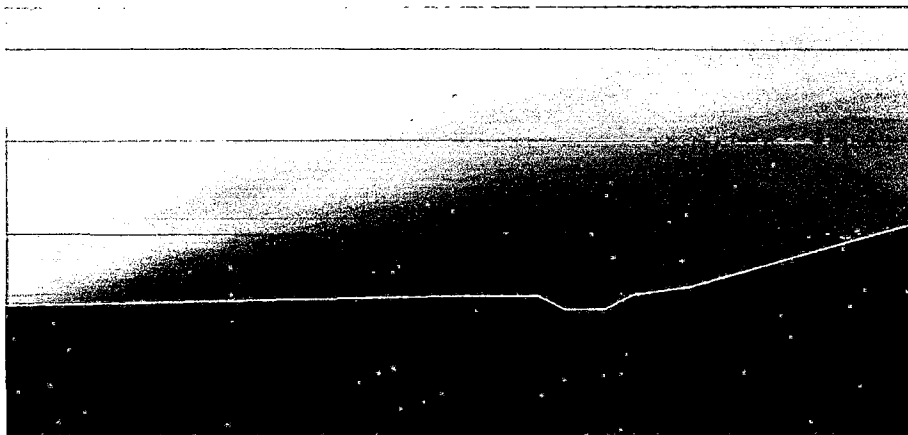
**Figura 5.24** Puntos plásticos de Mohr Coulomb.

En la Figura 5.26 se muestra el incremento de desplazamiento debido solo a la aplicación de la carga pseudo-estática, se puede ver en la región señalada que una cara del canal contiene los incrementos de desplazamiento, y probablemente esa sea una de las razones por la cual la superficie de desplazamiento tiende a acercarse hacia el talud.

(a)

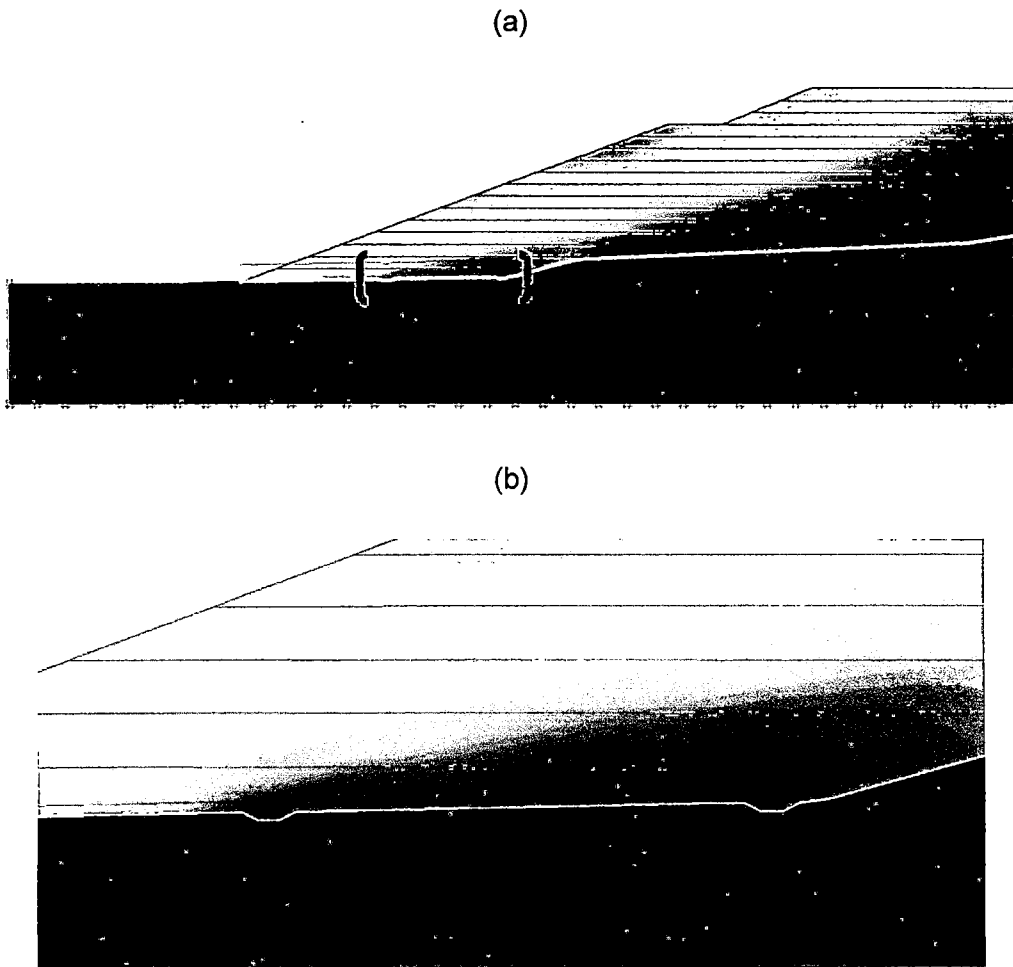


(b)



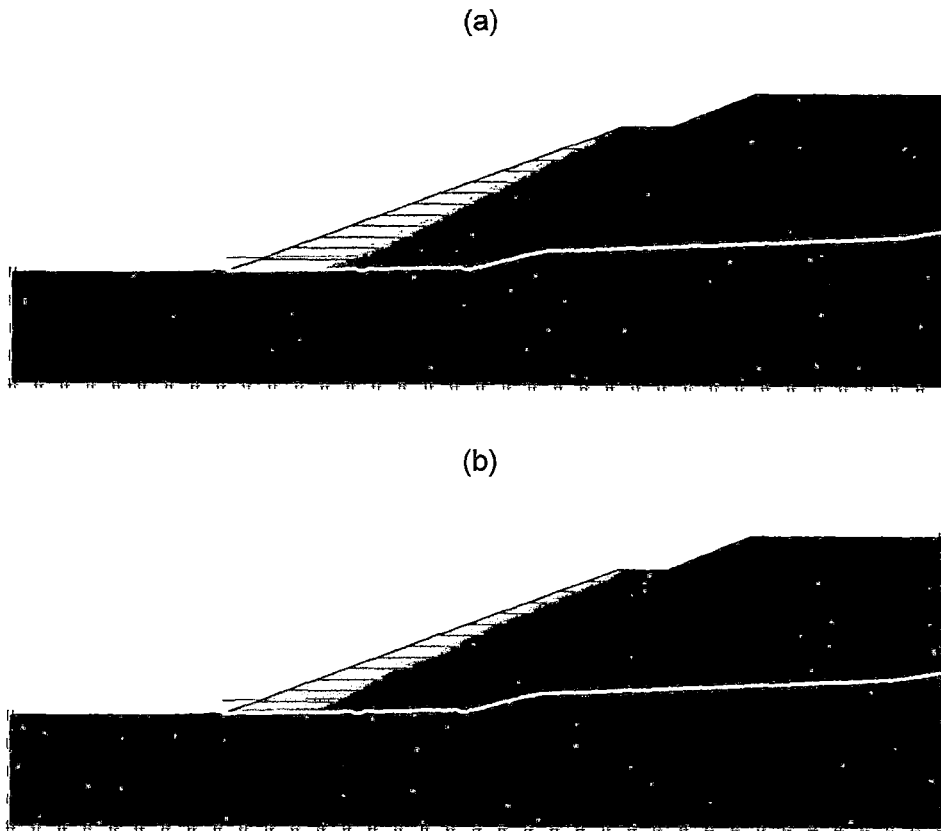
**Figura 5.25** Incremento de desplazamiento debido solo a la carga pseudo-estática. En (a) se ve el esquema general y en (b) un detalle.

Lo anterior se comprueba de la siguiente forma: cuando se proyectan dos canales a una distancia determinada el incremento de desplazamiento se ve afectado de manera crítica tal y como se manifestó anteriormente y la superficie de desplazamiento se acerca aún más hacia el talud, ver Fig. 5.26.



**Figura 5.26** Incremento de desplazamiento debido solo a la carga pseudo-estática. En (a) se ve el esquema general y en (b) un detalle.

Esto se traduce en la tendencia de la superficie de desplazamiento de acercarse aún más hacia el talud así como lo muestra la Fig. 5.27.



**Figura 5.27** Superficie de desplazamiento en (a) condiciones estáticas y (b) pseudo-estáticas (b) con dos canales proyectados.

Este último caso (dos canales) tiende aún más a favorecer los valores del factor de seguridad, pues en condiciones estáticas se tiene como resultado  $FS=1,765$  que representa un incremento de 4,00%; es decir 1,44% adicional a lo que se había logrado como mejora con un solo canal. En el caso pseudo-estático (dos canales) el resultado del factor de seguridad calculado fue de 1,116 que representa un incremento del 5,48%; es decir 1,23% adicional a lo que se había logrado con un solo canal. Esto ocurre cuando el segundo canal proyectado está ubicado a una distancia de 105 m desde el pie del talud lo que representa una distancia de 60% desde el pie del talud, sobre una distancia genérica  $L$  ( $60\%L$ ). Considerando la posición de un segundo canal a una distancia de  $40\%L$  se logran aún mayores valores del factor de seguridad, sin embargo no de superficie de desplazamiento teniendo el siguiente resumen en la Tabla 5.8 para que sea más visible el incremento.

**Tabla 5.8** Resumen de resultados en FS y volumen movilizado debido a la superficie de desplazamiento para un canal y dos canales.

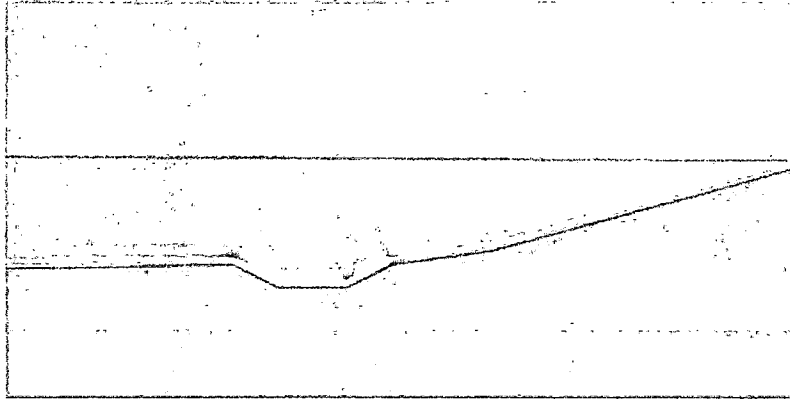
		Sin Canal	Con un Canal	Dos Canales	
				Caso 1 (*)	Caso 2 (**)
Posición del canal o los canales respecto al pie de la pila de lixiviación (m)		-	174	70	105
				174	174
Factor de Seguridad	Estático	1,697	1,740	1,768	1,765
	Pseudo - Estático	1,058	1,103	1,127	1,116
Incremento del Factor de Seguridad (%)	Estático	-	2,56	4,18	4,00
	Pseudo - Estático	-	4,25	6,52	5,48
Masa Movilizada respecto a la superficie de falla (%)	Estático	100	66	60	40
	Pseudo - Estático	100	66	60	38

\* El primer canal está ubicado a 70m del pie del talud, y el segundo canal a 174m

\* El primer canal está ubicado a 105m del pie del talud, y el segundo canal a 174m

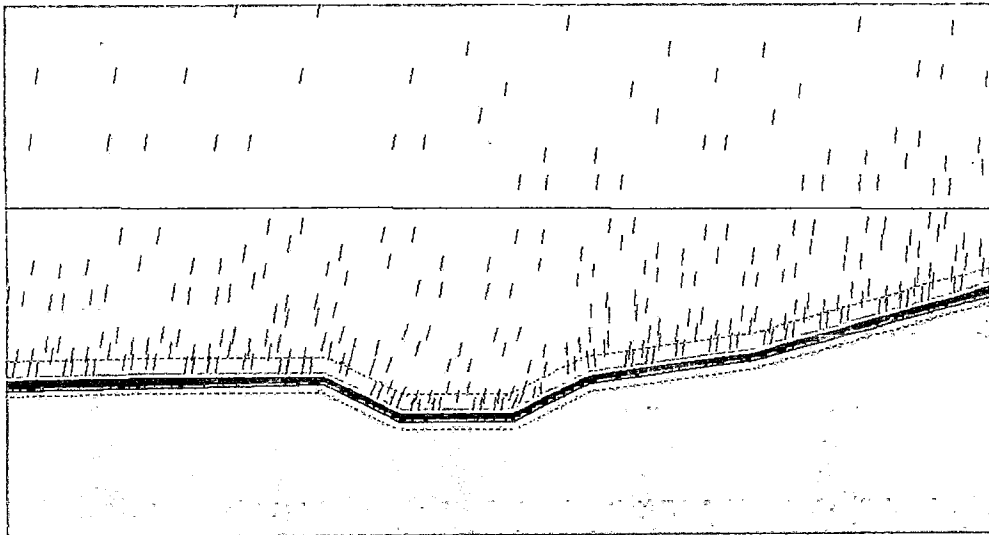
Por otro lado una manera de medir la proximidad a la falla es utilizando lo que se conoce como esfuerzos de corte relativos, que es una razón de esfuerzos de corte, donde el numerador es el valor máximo del esfuerzo tangencial para cualquier estado de esfuerzos, y el denominador es el valor máximo del esfuerzo de corte cuando alcanza el estado de esfuerzos la envolvente de falla de MC, manteniendo constante la presión intermedia, que en este caso es la presión de confinamiento, e incrementando el radio exterior del círculo de Mohr Coulomb.

Se puede observar en la Fig. 5.28, las regiones donde se acumulan los esfuerzos tangenciales donde están más cercanos a la falla, son los que presentan colores con tendencia al rojo, siendo el color rojo equivalente 1; es decir puntos donde se alcanza la falla en primer término. De este modo en algunos vértices de la interfase del canal se muestran cercanos a la falla, y una región en el interior de la capa de suelo de baja permeabilidad (vértice superior derecho) también presenta valores cercanos a la falla; de este modo debería haber especial interés en estas esquinas y evitar empalmes de geomembranas.



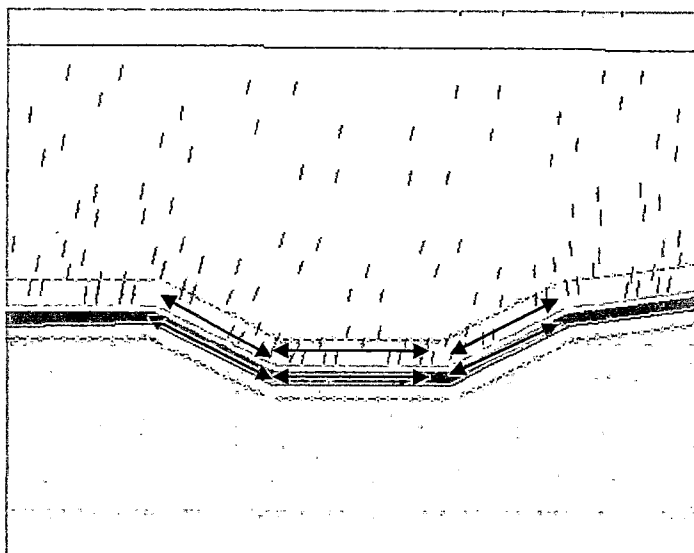
**Figura 5.28** Esfuerzos de corte relativos. Los colores con más tendencia al rojo son los que encuentran más cercanos a la falla.

En la Fig. 5.29 se observan las deformaciones totales que son representadas por cruces, si bien no se logran visualizar debido a la escala gráfica; se entiende que la línea más larga representa la dirección principal mayor y la perpendicular a esta la dirección del esfuerzo principal menor. En la Fig. 5.30 se presenta un detalle del estado de deformaciones en la zona del canal.



**Figura 5.29** Deformaciones totales.





**Figura 5.30** Deformaciones en el canal.

En la Fig. 5.30 se reconocen 6 sectores para verificar el estado de deformaciones representados por las flechas en color negro: dos taludes (el izquierdo y el derecho), una parte central, por encima el mineral y hacia abajo el suelo de baja permeabilidad.

Respecto al mineral, en la región más cercana a la geomembrana se observan deformaciones de 3,2% hasta 8,8% aumentando desde la parte inferior hasta la superior. En la parte central de 2,9% hasta 5,1% de deformación, siendo mayor en el centro y menor en los extremos. Y en el talud izquierdo del canal se ven deformaciones en un rango de 1,3% y 5,3% siendo mayor en la zona más alta.

En el suelo de baja permeabilidad cercana a la parte central del espesor de 0,30m se observan deformaciones de 1,7% en la pendiente izquierda, 1,25% en la parte central y de 0,9% en el talud derecho.

### 5.5.3 Comparación de los análisis por equilibrio límite y elementos finitos

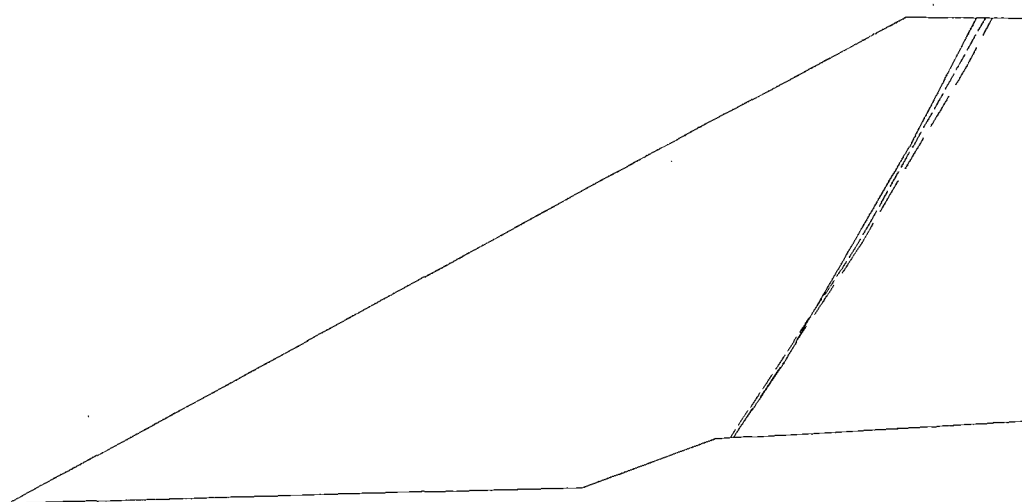
En la siguiente tabla se presenta una comparación de los factores de seguridad obtenidos para el caso de colocación de un canal, a través del método de elementos finitos y equilibrio límite

**Tabla 5.9** Valores de FS con ambos métodos y en las dos diferentes condiciones (estáticas y pseudo-estáticas).

Condición analizada	Métodos de análisis	Sin Canal	Con Canal
Estático	Equilibrio Límite	1,674	1,740
	Elementos Finitos	1,697	1,740
Pseudoestático	Equilibrio Límite	1,085	1,148
	Elementos Finitos	1,058	1,103

De estos resultados, en general, se podría decir a priori que el método de elementos finitos proporciona valores de FS que tienden a ser menores que los resultados mediante el método de equilibrio límite; sin embargo, este resultado depende también del método de equilibrio límite empleado. En este caso se usó el método de Spencer.

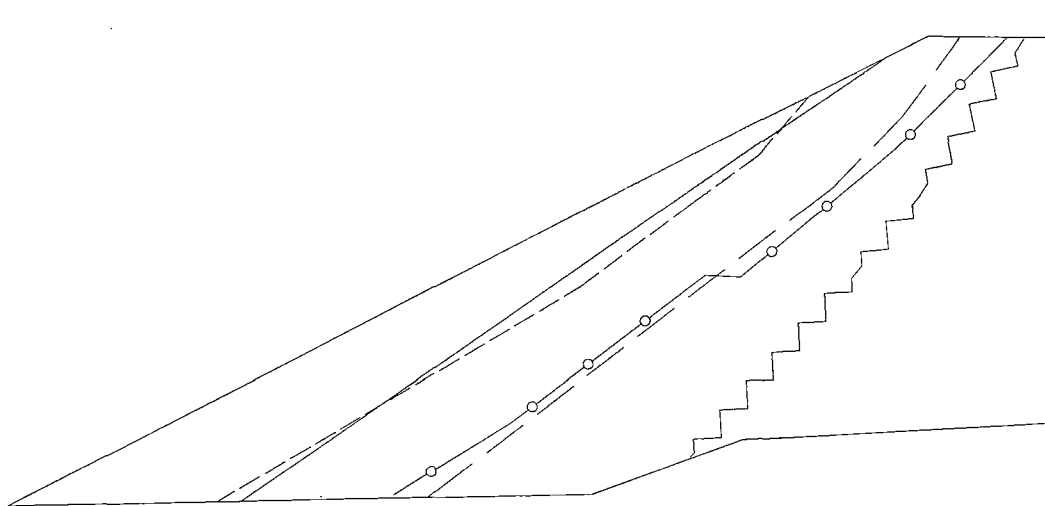
La Figura 5.32 muestra las superficies de deslizamiento en ambas condiciones analizadas (estática y pseudo-estática) calculadas mediante el método de equilibrio límite. Se puede observar que prácticamente estas superficies coinciden.



	Condición Analizada	Factores de Seguridad	Leyenda
Superficies de falla sin canal	Estático	1,674	—————
	Pseudo - Estático	1,085	—————
Superficies de falla con canal	Estático	1,743	-----
	Pseudo - Estático	1,148	-----

**Figura 5.31** Superficies de desplazamiento y factores de seguridad por método de equilibrio límite.

Del mismo modo la Figura 5.33 muestra las superficies de deslizamiento determinadas vía la simulación numérica por elementos finitos con la proyección de uno y dos canales.



	Condición Analizada	Factores de Seguridad	Leyenda
Superficies de falla sin canal	Estático	1,592	
	Pseudo - Estático	1,058	~~~~~
Superficies de falla con un canal	Estático	1,740	-----
	Pseudo - Estático	1,103	○-○-○-○-○
Superficies de falla con dos canales	Estático	1,765	-----
	Pseudo - Estático	1,116	-----

**Figura 5.32** Superficies de desplazamiento y factores de seguridad por elementos finitos.

## CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

La investigación ha sido desarrollada en dos etapas. En la primera se realizó una revisión bibliográfica del modelo constitutivo Hardening Soil para conocer sus principios, formulaciones y su procedimiento de calibración. En la segunda etapa se analizó la influencia de estructuras denominadas bermas y canales en la estabilidad de una pila de lixiviación.

Se presenta a continuación las conclusiones de la presente investigación:

- Respecto al procedimiento de calibración, se procuró inicialmente ejecutarlo para las relaciones esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación. Sin embargo, la calibración fue realizada únicamente a partir de las relaciones esfuerzo-deformación debido a las siguientes razones: como se mencionó en el Capítulo IV de acuerdo a la teoría del modelo constitutivo Hardening Soil, el valor de la deformación volumétrica puede considerarse despreciable al ser comparado con la deformación plástica en la dirección principal en suelos granulares o compactos; si se considera que la medición de la deformación volumétrica durante el ensayo triaxial no tiene una alta precisión, esto implica que no representaría el comportamiento del suelo en condiciones de variación de volumen; no se disponía del ensayo edométrico para la calibración del módulo edométrico, el mismo que, produce cambios tenues en la curva esfuerzo-deformación.
- Anterior al proceso de calibración de los materiales, se agruparon los parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil en dos: El primero con los que fueron calibrados mediante ensayos disponibles y el segundo con los parámetros que fueron asumidos debido a que el comportamiento esfuerzo - deformación no presenta sensibilidad ante ellos y a la ausencia del ensayo de compresión edométrico. Los parámetros calibrados u obtenidos mediante ensayos de laboratorio fueron: peso específico, cohesión, ángulo de fricción interna,  $E_{50}^{ref}$  rigidez secante en los ensayos triaxiales, la dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos "m", la

permeabilidad en las dos direcciones debido a que se conocen los resultados de laboratorio del ensayo de conductividad hidráulica, la reducción de los parámetros de resistencia en la interfase entre el suelo de baja permeabilidad y la geomembrana; finalmente se empleó el valor de 200 kPa como presión de referencia. Los parámetros no calibrados fueron:  $E_{oed}^{ref}$  rigidez tangente para carga primaria edométrica que se obtiene del ensayo edométrico;  $E_{ur}^{ref}$  rigidez en la descarga - recarga que se pudo conseguir del ensayo triaxial drenado aumentando una fase de descarga y recarga, el cual no fue necesario porque en la zona de interés para este estudio de la pila de lixiviación (zona de la interfase generada por la presencia de la geomembrana), no existe procesos de este tipo (descarga-recarga); coeficiente de presión lateral en reposo;  $R_r$  que es la reducción del valor asintótico  $q_f$ ; y la relación de Poisson.

- Para comprobar de los parámetros resultantes del proceso de calibración de los materiales se ejecutó la simulación del ensayo de compresión triaxial consolidado drenado mediante el programa de elementos finitos simulando el procedimiento del ensayo. El esquema del modelo numérico se puede observar en la Fig. 4.3. Luego se compararon las curvas esfuerzo-deformación del ensayo triaxial drenado obtenidas en el laboratorio con las halladas mediante la simulación del ensayo. El resultado del cotejo de ambas curvas permite concluir que el proceso de calibración se llevó a cabo adecuadamente y los parámetros encontrados para los materiales manifiestan un comportamiento bastante cercano al encontrado mediante técnicas de laboratorio.
- Se concluye que para pendientes cercanas a la del modelo de pila de lixiviación de la presente investigación, mayores incrementos del factor de seguridad se obtienen al proyectar el canal de dimensiones estándares (Fig. 5.8 y Fig. 5.11) en el cambio de pendiente. Particularmente en este caso dicho cambio de pendiente fue de 1,8 a 25%. De este modo para localizar la ubicación más adecuada del canal con la finalidad de incrementar el factor de seguridad de una pila de

lixiviación se recomienda proceder del modo siguiente: empleando los recursos disponibles por equilibrio límite obtener la superficie de desplazamiento de la pila; luego ubicar el canal en el contacto de la superficie de desplazamiento con la interfase de la pila y el mineral.

- Al encontrar la ubicación más adecuada del canal referida en la conclusión anterior, se realizó la variación de las dimensiones del canal con la hipótesis de incrementar el factor de seguridad de la pila de lixiviación con el aumento de las dimensiones del mismo en ambas condiciones de carga, estática y pseudo-estática; No obstante, los resultados permiten concluir que existe una ligera tendencia del factor de seguridad a incrementarse con el incremento de la profundidad del canal independientemente de su longitud.
  
- Cuando la ubicación del canal se encuentra en el tramo comprendido entre el 50 y el 100% de "L", siendo "L" la longitud de la interfase de la pila de lixiviación de menor pendiente medido desde el pie del talud, la superficie de deslizamiento tiende a acercarse más hacia el talud. Como se muestra en la Fig. 5.32 en la cara lateral izquierda del canal el esfuerzo principal mayor se encuentra aproximadamente perpendicular a ella, pudiendo ser esta una de las razones por la cual se desarrolla la tendencia de contener los desplazamientos, principalmente en condiciones de carga pseudo-estática, produciendo que la superficie de desplazamiento o superficie de deslizamiento se acerque hacia el talud, movilizandando menor cantidad de masa de mineral en una potencial falla.
  
- Al observar las Fig. 5.8 y Fig. 5.11 se percibe que desde el pie del talud hacia el cuerpo de la pila se desfavorece el factor de seguridad. En condiciones de carga estática, para ambas estructuras (canal y berma); este perjuicio se desarrolla hasta una distancia de 70 m medido desde el pie del talud. En condiciones de carga pseudo-estática esto ocurre hasta 25 m desde el pie del talud. Por tanto, no se recomienda que ninguna de

estas estructuras, se ubiquen dentro de los primeros 40% de "L" (siendo "L" la longitud de la interfase de la pila de lixiviación de menor pendiente).

- Observando la comparación que se realizó entre los resultados de analizar empleando diferentes procedimientos de solución para el cálculo de la estabilidad (equilibrio límite y elementos finitos), advertidos en la Tabla 5.9, permite concluir que los factores de seguridad hallados vía elementos finitos resultan ligeramente menores que los encontrados por equilibrio límite. Esto ocurre generalmente porque en elementos finitos la superficie de desplazamiento se desarrolla naturalmente reduciendo el valor de los parámetros de resistencia de los materiales encontrando una región que establece la superficie de deslizamiento y se puede identificar mediante la salida gráfica; por otro lado, con equilibrio límite la superficie de deslizamiento es inducida.
  
- En adición a la conclusión anterior referida a la semejanza de los valores del factor de seguridad, se puede concluir que esta similitud no se manifiesta al comparar superficies de deslizamiento obtenidas vía elementos finitos (ver Fig. 5.31 y Fig. 5.32), sabiendo que mediante el procedimiento de equilibrio límite presentan las mismas superficies de desplazamiento en condiciones de carga estática y pseudo-estática con la presencia de un canal o sin él. Con elementos finitos al proyectar uno ó dos canales en diferentes ubicaciones se logra influenciar favorablemente sobre la superficie de deslizamiento acercándose hacia el talud, movilizandando menor cantidad de masa de ocurrir una potencial falla.
  
- Otro aspecto mencionado brevemente en el Capítulo V y que tiene importancia práctica es respecto al tiempo de cómputo de solución vía elementos finitos. Como es conocido se puede considerar como más probable que el tiempo de cómputo es directamente proporcional al cubo del número de nudos. Particularmente en este trabajo se usó gran cantidad de nudos que convertía al tiempo de cómputo en una variable



crítica en problemas cotidianos. Esta cantidad de nudos fue necesaria debido a la interfase, principalmente. En el suelo de baja permeabilidad de espesor 30 cm, se presentaban elementos de forma triangular escaleno y ángulos obtusos por lo que podría originarse errores intolerantes, de este modo se resolvió hacer más fina la malla en tal sector. Como consecuencia de lo anterior en los sectores adyacentes al suelo de baja permeabilidad los elementos triangulares disminuían su tamaño conforme se evitaba los triángulos escalenos en el suelo de baja permeabilidad aumentando al mismo tiempo el número de nudos en el modelo. Por otro lado, se simuló el proceso constructivo consistente en la colocación de las capas de mineral, ello trajo consecuentemente que tales capas debieran estar conformados por elementos triangulares de adecuado tamaño y forma. Sin embargo, se procede según las consideraciones anteriores en caso el objetivo sea obtener los esfuerzos o las deformaciones en los materiales. Para el cálculo del factor de seguridad y de la superficie de deslizamiento se puede considerar las simplificaciones que se mencionan a continuación: el modelo constitutivo Hardening Soil se aproxima bien a los materiales calibrados como se pudo observar en el Capítulo IV y en las figuras correspondientes; no obstante para fines del cálculo de la estabilidad pudo haberse empleado un modelo constitutivo más sencillo: el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. En adición a lo anterior, el suelo de baja permeabilidad, que es una de las causas del incremento del número de nudos, se puede simplificar considerando, para tal fin, una adecuada reducción de la interfase. Una alternativa que se suma a las anteriores es eliminar la operación de carga del mineral mediante capas, y hacerlo en una sola etapa de cálculo. Con las tres consideraciones referidas se consigue hallar valores de factor de seguridad y superficies de deslizamiento comparables a lo que resulta siendo minucioso en el modelo. Como conclusión se logra disminuir el tiempo de cómputo a aproximadamente el 20% del tiempo de solución, sin tomar en cuenta las tres consideraciones aludidas.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda para investigaciones relacionadas con pilas de lixiviación o estructuras similares poder hacer el modelamiento a una escala reducida para poder comparar los resultados de forma experimental.
- Por otro lado en este caso no se consideró la influencia del análisis en 3D, se recomienda incluir en el análisis este procedimiento.

## BIBLIOGRAFÍA

1. **Daniel W. Kappes**, "Precious Metal Heap Leach Design and Practice", USA, 2000.
2. **Mineral Policy Center**, "Cyanide Leach Mining Packet", August, USA, 2000.
3. **Ale J. D., Clariá J. J., Bonalumi A. A.**, "Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación", Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Mendoza - Argentina, 2010.
4. **Jose A. Manrique Martinez**, "Manejo de Pilas de Lixiviación de oro en Minera Yanacocha", Universidad Nacional Mayor de San Marcos, 2005.
5. **Daniel W. Kappes**, "Precious Metal Heap Leach Design and Practice, Mineral Processing Plant Design, Practice and Control Proceedings", Colorado, Estados Unidos, 2003.
6. **Thiel R. y Smith M.**, "State of the Practice Review of Heap Leach Pad Design Issues", Bi annual Meeting Geosynthetic Research Institute, Nevada, Estados Unidos, 2009.
7. **Van Zyl, Hutchison, Kiel**, "Introduction to evaluation Design and operation of precios Metal Heap Leaching", society of Mining Engineers, Colorado, USA, 1988.
8. **John F. Lupo**, "Heap Leach Facility Liner Design", Golder Associates, Colorado, USA, 2002.
9. **Allan J. Breitenbach**, "Heap Leach Pad Design And Construction Practices in the 21<sup>st</sup> Century", Vector, Colorado, 2000.
10. **Allan J. Breitenbach**, "Improvement in Slope Stability Performance of Lined Heap Leach Pads from Design to Operation and Clousure", Colorado, USA, 2004.
11. **Mark Twede**, "Stability of Reclaimed Ore Heaps With Geomembrane Lining Systems", 16<sup>th</sup> Annual National Conference of ASMR, Scottsdale, Arizona, August, 1999.
12. **Dir Van Zyl**, "Geotechnical Aspect of Heap Leach Design", Society of Mining Engineers, Colorado, USA, 1987.
13. **Artemio Cuenca Pavá**, "Comentarios para el cálculo de taludes", Laboratorio de carreteras de Alicante, 2001.
14. **Juarez Badillo, Rico Rodriguez**, "Mecánica de suelos – Teoría y Aplicaciones de la mecánica de suelos", Editorial Limusa, 1996.

15. **Jaime Suarez**, "Deslizamientos: Análisis Geotécnicos"
16. **Alonso E.**, "Análisis de Estabilidad de Taludes", 1989
17. **José D. Ale Véliz**, "Métodos de Estabilización de Taludes Mediante Estructuras de Suelo Reforzado", Tesis de grado, 2000.
18. **Instituto Tecnológico Geominero de España**, "Manual de Ingeniería de Taludes", Ministerio de Industria, Comercio y Turismo, 1986.
19. **Tirupathi R. C., Ashok D. B.**, "Introducción al Estudio del Elemento Finito en Ingeniería", segunda edición, 1999.
20. **O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor**, "The finite element Method Set", 2000.
21. **M. E. Roca**, "Análisis de Estabilidad de Taludes a Través del Método Esfuerzo - Deformación", 2000.
22. **Potts, Zdravkovic**, "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering", 1999.
23. **T. Schanz, P. A. Vermeer, P.G. Bonnier**, "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification", 2000.
24. **PLAXIS Version 8, Delft University and PLAXIS b.v.**
25. **Andrés N. L., Javier C. T., Edwin R. B.**, "Determinación de Parámetros para los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en Suelos Arcillosos", Revista Ingenierías Universidad de Medellín, Volumen 8, No. 15, 2009.
26. **Richard G.**, "Introduction to Rock Mechanics", second edition, University of California at Berkeley, 1989.
27. Guía ambiental para Proyectos de Lixiviación. Ministerio de Energía y Minas, Gobierno Peruano. Lima, Perú.
28. **D.V. Griffiths and P.A. Lane**, "Slope Stability Analysis by Finite Elements", Golden, Colorado School, U.S.A. 1999.

ANEXOS

ANEXO 01. Resultados del ensayo triaxial CD para el mineral. [\*]



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
ASTM - D422

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS.	
Tesisista: LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ	
Nº de Proyecto:	Nº Informe Lab :
Ubicación: Lima	Solicitado por:
Nº de muestra / Prof. :	Fecha: 02-Jun-11
Descripción / Zona: -	

Partículas >3" (%) :	---	D10 :	0,19
Grava (%) :	53,6	D30 :	0,65
Arena (%) :	43,6	D60 :	11,61
Limos y Arcillas (%) :	2,8	Cu :	61,83
		Cc :	0,19

Límites de Atterberg:	
LL (%) :	NP
LP (%) :	NP
IP (%) :	NP

Humedad (%) :	2,9
Clasificación SUCS :	GP
Grava mal gradada con arena	

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,800	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	87,2
3/4"	19,050	75,0
1/2"	12,500	61,8
3/8"	9,525	55,9
Nº4	4,760	46,4
Nº10	2,000	41,6
Nº20	0,850	34,9
Nº40	0,425	22,5
Nº100	0,150	6,6
Nº200	0,075	2,8

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidas en esta hoja no pueden ser utilizadas sin la autorización de Vector Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Vector Perú S.A.C. de cualquier reclamo que ponga en riesgo del Cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos correspondientes.

\* Esta información es de propiedad privada, por lo que se omitió parcialmente.



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS.

Apellido LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Elaborado por

Nº de muestra

Fecha

02-Jun-11

Descripción / Zona

Estrato : Remolteado

Clasificación: GP

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	21,40	21,30
Diámetro (cm)	10,12	10,01
Humedad (%)	4,50	12,18
Densidad seca (gr/cc)	1,872	1,922

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,88
Presión de celda kPa	607
Contra presión kPa	207
Esf. Efec. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Dev. kPa	D V (cm <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	p (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>2</sup> )	q / p	Oblicuidad (s <sub>2</sub> /s <sub>1</sub> )
0,00	0,00	0,00	400,00	400,00	400,00	0,00	0,00	1,00
0,05	83,41	-1,05	400,00	483,41	441,70	41,70	0,09	1,21
0,10	148,29	-1,59	400,00	548,29	474,14	74,14	0,16	1,37
0,20	203,14	-2,12	400,00	603,14	501,57	101,57	0,20	1,51
0,35	280,53	-4,24	400,00	680,53	540,27	140,27	0,26	1,70
0,50	335,87	-5,89	400,00	735,87	567,93	167,93	0,30	1,84
0,75	435,93	-10,07	400,00	835,93	617,95	217,95	0,35	2,09
1,00	500,33	-12,19	400,00	900,33	650,17	250,17	0,38	2,25
1,25	561,23	-14,84	400,00	961,23	680,61	280,61	0,41	2,40
1,50	624,87	-18,02	400,00	1024,87	712,44	312,44	0,44	2,56
1,75	685,16	-20,67	400,00	1085,16	742,58	342,58	0,46	2,71
2,00	723,58	-22,25	400,00	1123,58	761,79	361,79	0,47	2,81
2,50	826,95	-27,55	400,00	1226,95	813,48	413,48	0,51	3,07
3,00	883,22	-30,21	400,00	1283,22	841,61	441,61	0,52	3,21
3,50	944,90	-33,39	400,00	1344,90	872,45	472,45	0,54	3,36
4,00	1003,11	-36,04	400,00	1403,11	901,55	501,55	0,56	3,51
4,50	1048,02	-39,22	400,00	1448,02	924,01	524,01	0,57	3,62
5,00	1093,52	-41,34	400,00	1493,52	946,76	546,76	0,58	3,73
6,00	1159,38	-44,52	400,00	1559,38	979,69	579,69	0,59	3,90
7,00	1180,99	-46,64	400,00	1580,99	990,49	580,49	0,60	3,95
8,00	1210,99	-49,29	400,00	1610,99	1005,49	605,49	0,60	4,03
9,00	1223,71	-50,35	400,00	1623,71	1011,85	611,85	0,60	4,06
10,00	1243,24	-52,47	400,00	1643,24	1021,62	621,62	0,61	4,11
11,00	1256,43	-53,53	400,00	1656,43	1028,22	628,22	0,61	4,14
12,00	1260,80	-54,06	400,00	1660,80	1030,40	630,40	0,61	4,15
13,00	1264,68	-54,59	400,00	1664,68	1032,34	632,34	0,61	4,16
14,00	1268,05	-55,12	400,00	1668,05	1034,03	634,03	0,61	4,17

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante



**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto: INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS.

Fecha: LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Elaborado por

Nº de muestra

Fecha 02-Jun-11

Descripción / Zona

Estado : Remoldeado

Clasificación: GP

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	21,40	21,35
Dímetro (cm)	10,12	10,05
Humedad (%)	4,50	13,11
Densidad seca (g/cc)	1,872	1,901

Velocidad (cm/min)	0,01
Parámetro "B"	0,89
Presión de celda (kPa)	407
Contra presión (kPa)	207
Est. Efect. Inicial (kPa)	200

Deformación (%)	Est. Desv. (kPa)	D V (cm <sup>2</sup> )	s <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	p (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>2</sup> )	q / p	Oblicuidad (s/s)
0,00	0,00	0,00	200,00	200,00	200,00	0,00	0,00	1,00
0,05	47,90	-0,53	200,00	247,90	223,95	23,95	0,11	1,24
0,10	70,95	-1,05	200,00	270,95	235,48	35,48	0,15	1,35
0,20	115,98	-2,12	200,00	315,98	258,49	58,49	0,23	1,58
0,35	152,54	-4,24	200,00	352,54	281,32	81,32	0,29	1,81
0,50	208,53	-5,83	200,00	408,53	304,25	104,25	0,34	2,04
0,75	252,43	-7,42	200,00	452,43	331,22	131,22	0,40	2,31
1,00	309,74	-10,07	200,00	509,74	354,87	154,87	0,44	2,55
1,25	337,84	-11,55	200,00	537,84	368,92	168,92	0,45	2,69
1,50	377,79	-14,31	200,00	577,79	388,90	188,90	0,49	2,89
1,75	405,40	-15,37	200,00	605,40	402,70	202,70	0,50	3,03
2,00	432,82	-17,49	200,00	632,82	416,41	216,41	0,52	3,15
2,50	472,42	-19,51	200,00	672,42	435,21	236,21	0,54	3,35
3,00	530,13	-22,79	200,00	700,13	450,05	250,05	0,55	3,50
3,50	527,25	-24,91	200,00	727,25	463,52	263,52	0,57	3,64
4,00	544,55	-25,97	200,00	744,55	472,28	272,28	0,58	3,72
4,50	555,79	-27,55	200,00	755,79	482,89	282,89	0,58	3,83
5,00	572,37	-29,15	200,00	772,37	485,19	285,19	0,59	3,85
6,00	600,18	-30,21	200,00	800,18	500,09	300,09	0,60	4,00
7,00	615,02	-31,27	200,00	815,02	508,01	308,01	0,61	4,08
8,00	622,88	-32,33	200,00	822,88	511,44	311,44	0,61	4,11
9,00	627,87	-32,85	200,00	827,87	513,93	313,93	0,61	4,14
10,00	634,80	-33,39	200,00	834,80	517,40	317,40	0,61	4,17
11,00	633,15	-33,82	200,00	833,15	515,58	315,58	0,61	4,17
12,00	628,88	-34,15	200,00	828,88	514,44	314,44	0,61	4,14
13,00	632,70	-34,98	200,00	832,70	515,35	315,35	0,61	4,15
14,00	629,03	-35,51	200,00	829,03	514,52	314,52	0,61	4,15

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.  
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

**Ausenco**  
**Vector**

**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto: INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS.  
Lista: LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto	Nº Informe de Lab
Ubicación	Solicitado por
Nº de muestra	Fecha 02-Jun-11
Descripción / Zona	

Estado : Remoldeado

Clasificación GP

Etapas de construcción	Inicial	Final
Altura (cm)	21,40	21,38
Diámetro (cm)	10,12	10,08
Humedad (%)	4,50	14,91
Densidad seca (g/cc)	1,871	1,888

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,87
Presión de celda (kPa)	307
Contra presión (kPa)	207
Est. Efect. Inicial (kPa)	100

Deformación (%)	Est. Desv. (kPa)	D V (cm³)	$\bar{s}_s$ (cm²)	$\bar{s}_1$ (cm²)	$\bar{p}$ (cm²)	$\bar{q}$ (cm²)	$\bar{q}/\bar{p}$	Oblicuidad ( $\bar{s}_1/\bar{s}_s$ )
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0,05	38,41	-0,53	100,00	138,41	119,21	19,21	0,16	1,38
0,10	48,20	-1,05	100,00	148,20	124,10	24,10	0,19	1,48
0,20	71,28	-1,59	100,00	171,28	135,64	35,64	0,26	1,71
0,35	94,05	-3,71	100,00	194,05	147,03	47,03	0,32	1,94
0,50	116,40	-4,77	100,00	216,40	158,20	58,20	0,37	2,16
0,75	141,00	-6,35	100,00	241,00	170,50	70,50	0,41	2,41
1,00	162,08	-9,01	100,00	262,08	181,04	81,04	0,45	2,62
1,25	175,21	-11,13	100,00	275,21	187,60	87,60	0,47	2,75
1,50	192,86	-12,72	100,00	292,86	195,43	95,43	0,49	2,93
1,75	204,34	-14,31	100,00	304,34	202,17	102,17	0,51	3,04
2,00	212,65	-15,37	100,00	312,65	206,32	106,32	0,52	3,13
2,50	232,78	-17,49	100,00	332,78	216,39	116,39	0,54	3,33
3,00	244,84	-18,02	100,00	344,84	222,42	122,42	0,55	3,45
3,50	258,58	-20,14	100,00	358,58	229,29	129,29	0,56	3,59
4,00	264,26	-20,67	100,00	364,26	232,13	132,13	0,57	3,64
4,50	272,97	-22,25	100,00	372,97	235,48	135,48	0,58	3,73
5,00	278,75	-23,32	100,00	378,75	239,38	139,38	0,58	3,79
6,00	285,61	-23,32	100,00	385,61	242,81	142,81	0,59	3,85
7,00	291,48	-23,85	100,00	391,48	245,74	145,74	0,59	3,91
8,00	295,17	-25,44	100,00	395,17	247,58	147,58	0,60	3,95
9,00	299,03	-25,97	100,00	399,03	249,52	149,52	0,60	3,99
10,00	297,05	-25,50	100,00	397,05	248,53	148,53	0,60	3,97
11,00	295,77	-27,03	100,00	395,77	248,38	148,38	0,60	3,97
12,00	300,52	-27,03	100,00	400,52	250,25	150,25	0,60	4,01
13,00	300,51	-27,03	100,00	400,51	250,30	150,30	0,60	4,01
14,00	300,22	-27,03	100,00	400,22	250,11	150,11	0,60	4,00

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.  
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante





**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
 Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto: INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE FILAS.  
 Asista: LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

№º de Proyecto

№º Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

№º de muestra

Fecha

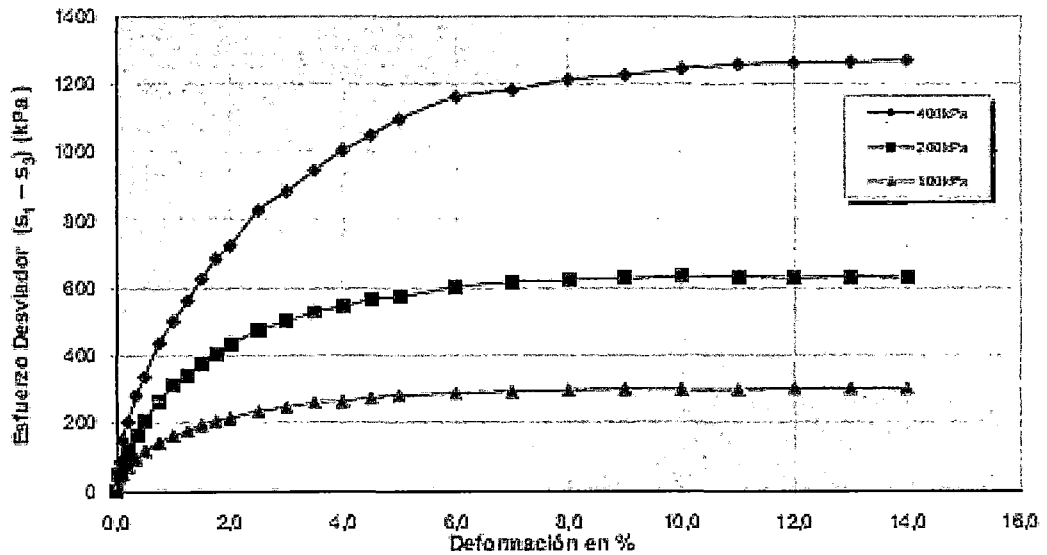
02-Jun-11

Descripción / Zona

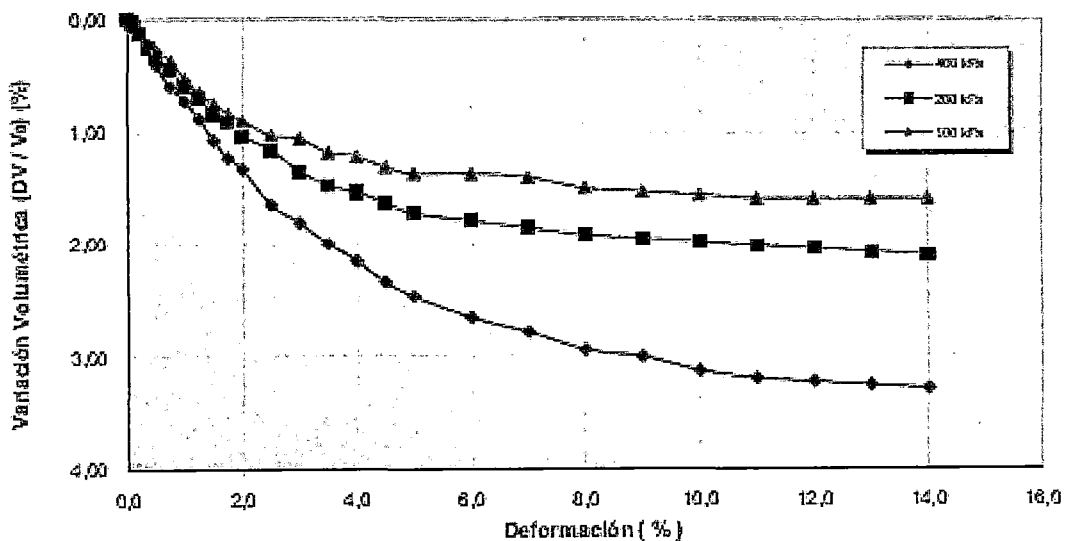
Estado: Remoldeado

Clasificación: GP

**DEFORMACIÓN vs. ESFUERZO**



**DEFORMACIÓN vs. VARIACIÓN VOLUMÉTRICA**



**Ausenco  
Vector**

**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto: INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS.  
Código: LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Muestra de Lab

Utilización

Solicitado por

Nº de muestra

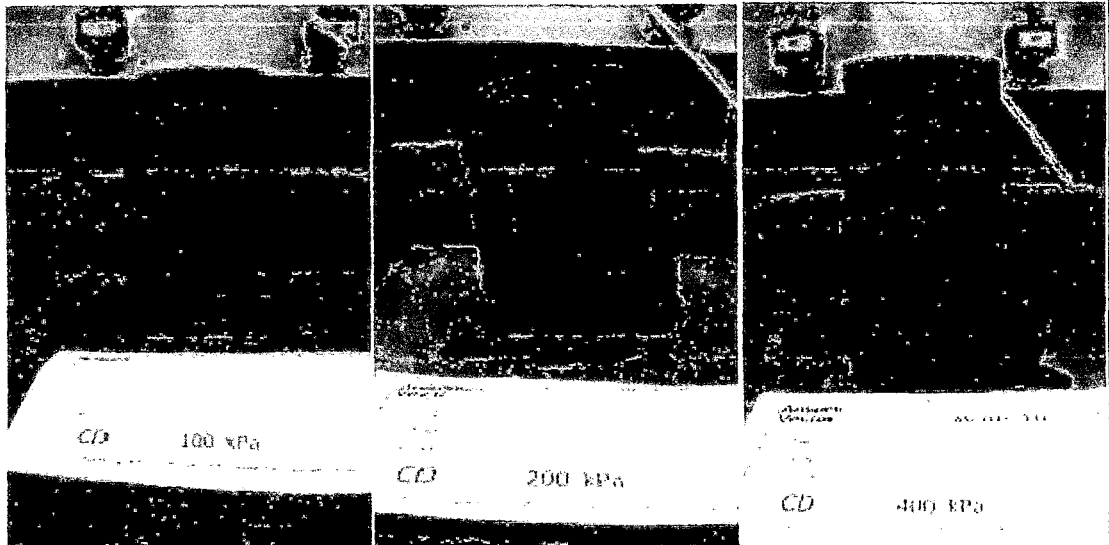
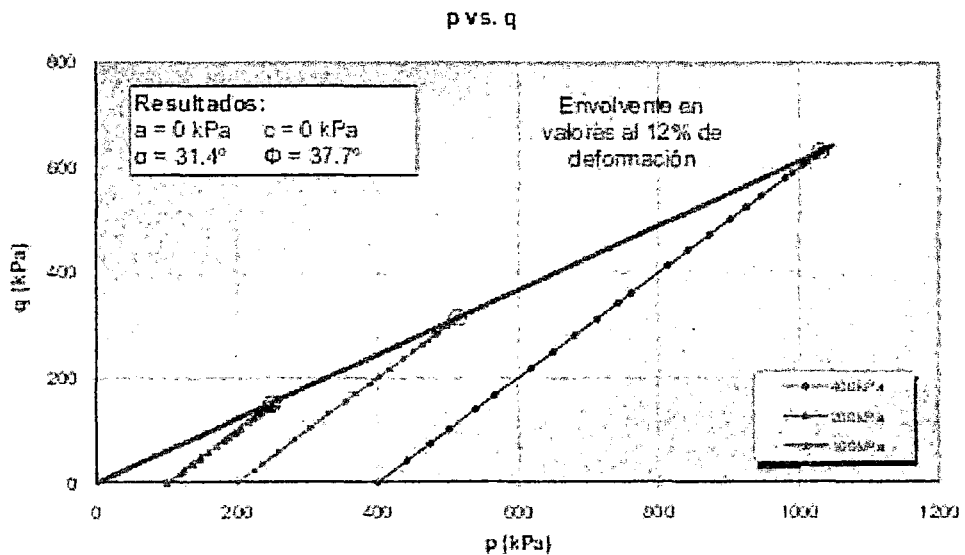
Fecha:

02-Jun-11

Denominación / Zona

Estado: Remoldeado

Clasificación: GP



Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

**ANEXO 02. Resultados del ensayo triaxial CD para el relleno estructural.**

**Ausenco  
Vector**

**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL  
Consolidado - Drenado (CD)**

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN

Testista LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m)

Fecha

02-Jun-11

Descripción / Zona RELLENO ESTRUCTURAL

Estado : Remoldeado

Clasificación: GC

Etapas de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	21,20	21,23
Dímetro (cm)	10,12	10,00
Humedad (%)	6,60	8,40
Densidad seca (gr/cc)	2,103	2,177

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,91
Presión de celda (kPa)	607
Contra presión (kPa)	207
Est. Efect. Inicial (kPa)	400

Deformación (%)	Est. Disy. (kPa)	D V (cm <sup>2</sup> )	s <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	p (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>2</sup> )	q/p	Obstrucción (sujos)
0,00	0,00	0,00	400,00	400,00	400,00	0,00	0,00	1,00
0,05	107,60	0,53	400,00	507,60	453,60	53,80	0,12	1,27
0,10	172,24	1,06	400,00	572,24	485,32	86,12	0,18	1,43
0,20	236,66	1,59	400,00	636,66	516,43	118,43	0,23	1,59
0,35	348,97	2,65	400,00	748,97	574,49	174,48	0,30	1,87
0,50	445,53	4,24	400,00	845,53	622,77	222,77	0,36	2,11
0,75	566,42	6,36	400,00	966,42	684,21	284,21	0,42	2,42
1,00	646,51	9,01	400,00	1046,51	723,26	323,26	0,45	2,62
1,25	669,12	10,50	400,00	1089,12	744,56	344,56	0,46	2,72
1,50	735,29	11,66	400,00	1135,29	767,65	367,65	0,48	2,84
1,75	779,78	13,25	400,00	1179,78	789,69	389,69	0,49	2,95
2,00	815,05	14,84	400,00	1215,05	807,53	407,53	0,50	3,04
2,50	866,09	17,49	400,00	1266,09	833,65	433,65	0,52	3,17
3,00	913,57	19,06	400,00	1313,57	856,78	456,78	0,53	3,28
3,50	959,49	20,14	400,00	1339,49	859,75	469,75	0,54	3,36
4,00	984,25	21,20	400,00	1384,25	892,13	492,13	0,55	3,46
4,50	991,15	22,25	400,00	1391,15	895,58	495,58	0,55	3,48
5,00	1012,99	23,32	400,00	1412,99	905,49	505,49	0,56	3,53
6,00	1041,10	24,91	400,00	1441,10	920,55	520,55	0,57	3,60
7,00	1057,25	25,97	400,00	1467,25	933,53	533,53	0,57	3,67
8,00	1092,15	26,50	400,00	1492,15	945,08	546,08	0,58	3,73
9,00	1112,27	27,56	400,00	1512,27	956,14	556,14	0,58	3,78
10,00	1124,81	28,09	400,00	1524,81	952,41	552,41	0,58	3,81
11,00	1137,70	28,62	400,00	1537,70	956,65	559,65	0,59	3,84
12,00	1146,37	29,15	400,00	1546,37	972,68	572,68	0,59	3,86
13,00	1156,41	29,15	400,00	1558,41	979,21	579,21	0,59	3,90
14,00	1162,22	29,62	400,00	1562,22	981,11	581,11	0,59	3,91

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante





**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN  
Testista LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto N° Informe de Lab

Ubicación Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m) Fecha 02-Jun-11

Descripción / Zona RELLENO ESTRUCTURAL

Estado : Remoldeado

Clasificación: GC

Etapas de consolidación		Inicial	Final
Altura (cm)		21,40	21,37
Díametro (cm)		10,12	10,05
Humedad (%)		5,60	9,46
Densidad seca (gr/cc)		2,108	2,141

Velocidad (µg/min)		0,01
Parámetro "E"		0,90
Presión de celda (kPa)		307
Contra presión (kPa)		207
Est. Efect. Inicial (kPa)		100

D deformación (%)	Est. Desv. (kPa)	D V (cm³)	ε <sub>v</sub> (cm³)	ε <sub>z</sub> (cm³)	p (cm³)	q (cm³)	q / p	Objetividad (Bifés)
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0,05	39,62	0,53	100,00	139,62	119,61	19,81	0,17	1,40
0,10	57,70	1,06	100,00	157,70	128,65	28,85	0,22	1,58
0,20	99,48	2,12	100,00	199,48	149,74	49,74	0,33	1,99
0,35	155,68	3,18	100,00	255,68	177,64	77,84	0,44	2,56
0,50	209,17	4,24	100,00	309,17	204,58	104,58	0,51	3,09
0,75	256,98	4,77	100,00	356,98	228,49	128,49	0,56	3,57
1,00	278,55	4,77	100,00	378,56	239,28	139,28	0,58	3,79
1,25	280,70	4,77	100,00	380,70	240,35	140,35	0,58	3,81
1,50	285,62	4,77	100,00	385,62	242,81	142,81	0,59	3,86
1,75	287,30	5,30	100,00	387,30	243,65	143,65	0,59	3,87
2,00	289,77	5,30	100,00	389,77	244,89	144,89	0,59	3,90
2,50	296,09	5,30	100,00	396,09	248,04	148,04	0,60	3,96
3,00	301,25	5,30	100,00	401,25	250,63	150,63	0,60	4,01
3,50	305,38	5,30	100,00	405,38	252,68	152,68	0,60	4,05
4,00	309,84	5,30	100,00	409,84	254,92	154,92	0,61	4,10
4,50	311,35	4,77	100,00	411,35	256,68	156,68	0,61	4,11
5,00	312,89	5,30	100,00	412,89	258,45	158,45	0,61	4,13
6,00	313,37	4,77	100,00	413,37	258,69	158,69	0,61	4,13
7,00	316,91	3,71	100,00	416,91	258,45	158,46	0,61	4,17
8,00	317,03	2,65	100,00	417,03	258,62	158,62	0,61	4,17
9,00	318,40	1,59	100,00	418,40	259,20	159,20	0,61	4,18
10,00	316,65	1,06	100,00	416,65	258,43	158,43	0,61	4,17
11,00	319,40	0,00	100,00	419,40	259,70	159,70	0,61	4,19
12,00	316,03	-0,53	100,00	416,03	258,02	158,02	0,61	4,16
13,00	319,70	-1,06	100,00	419,70	259,65	159,65	0,62	4,20
14,00	314,17	-1,59	100,00	414,17	257,08	157,08	0,61	4,14

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.



**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
 Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN

Testista LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m)

Fecha

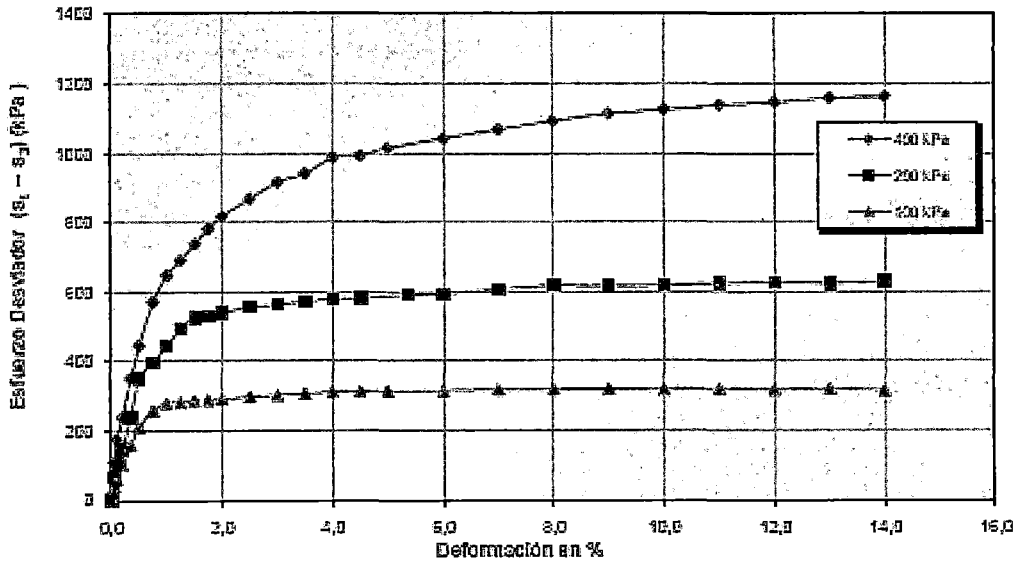
02-Jun-11

Descripción / Zona RELLENO ESTRUCTURAL

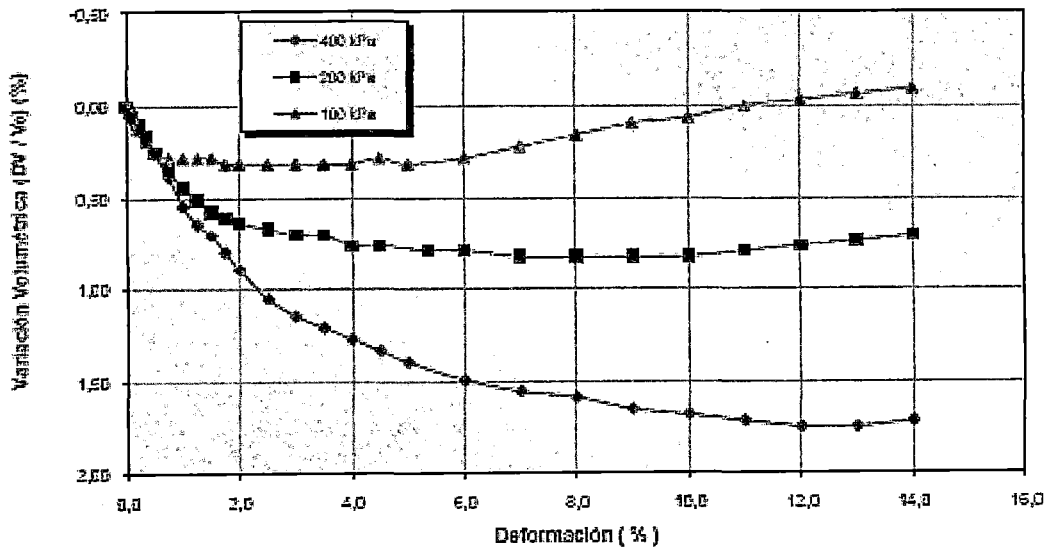
Estado : Remoldeado

Clasificación : GC

**DEFORMACIÓN vs. ESFUERZO**



**DEFORMACIÓN vs. VARIACIÓN VOLUMÉTRICA**





**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto **INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN**

Testista **LUCAS LUDEÑA GUTIERREZ**

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m)

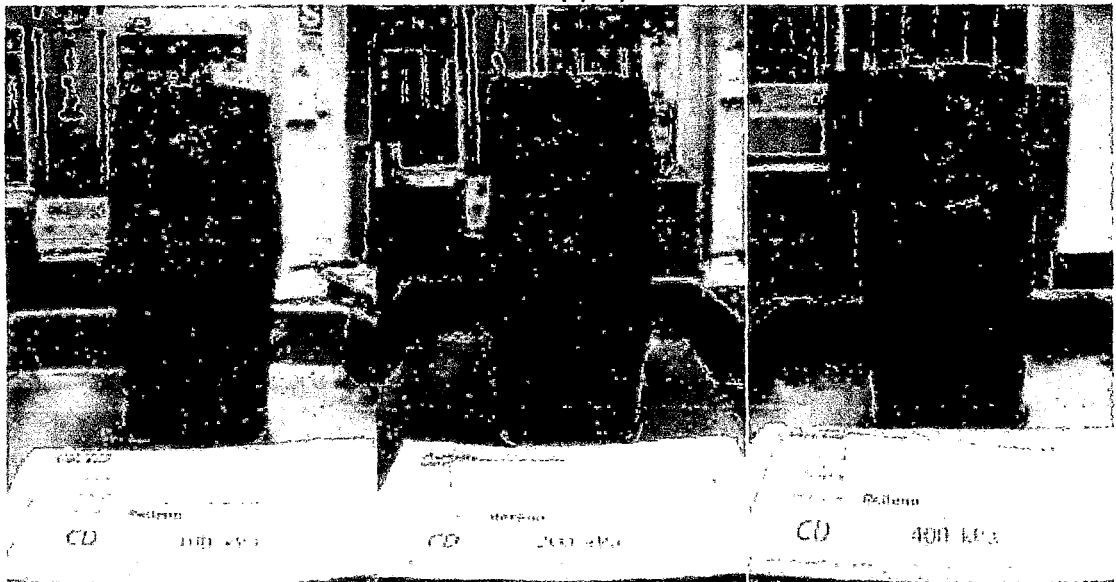
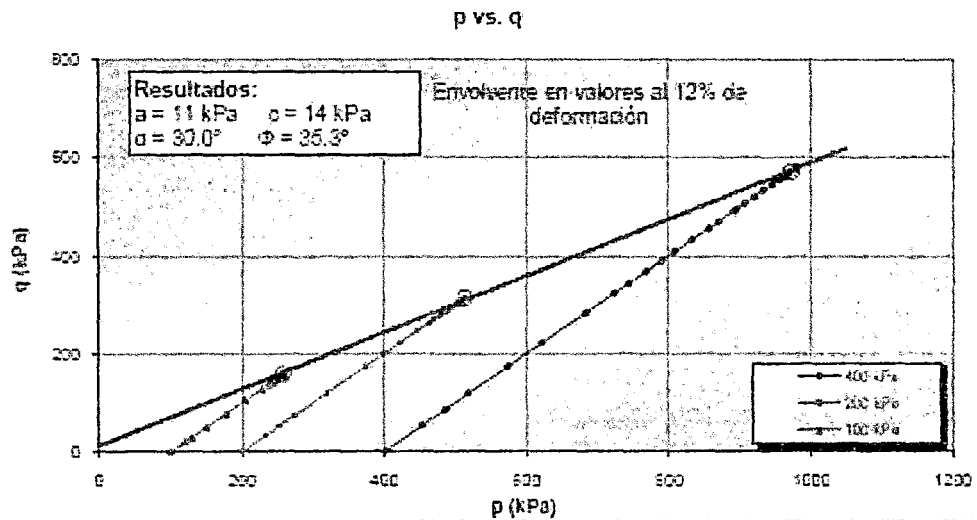
Fecha

02-Jun-11

Descripción / Zona **RELLENO ESTRUCTURAL**

Estado : Remoideado

Clasificación : GC



**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

**ANEXO 03. Resultados del ensayo triaxial CD para el suelo de baja permeabilidad.**



**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

**LABORATORIO GEOTECNICO**

Nombre del Proyecto	INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN		
Tejista	LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ		
Nº de Proyecto	Nº Informe de Lab		
Ubicación	Solicitado por		
Nº de muestra / Prof (m)	Fecha		02-JUN-11
Descripción / Zona	SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD		

Estado : Remo'deado

Clasificación: GC

Etapa de consolidación		Inicial	Final
Altura (cm)		21,40	21,30
Diámetro (cm)		10,12	10,02
Humedad (%)		6,70	8,20
Densidad seca (gr/cc)		2,123	2,174

Velocidad (airg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,91
Presión de carga (kPa)	607
Contra presión (kPa)	207
Esf. Efect. Inicial (kPa)	400

Deformación (%)	Esf. Dev. (kPa)	D V (cm³)	a <sub>v</sub> (cm³)	a <sub>h</sub> (cm³)	p̄ (cm²)	q̄ (cm²)	q̄ / p̄	Coeficiente (s./s)
0,03	0,90	0,03	400,00	400,00	400,00	0,00	0,00	1,00
0,05	94,54	1,05	400,00	404,54	447,27	47,27	0,11	1,24
0,10	175,55	1,59	400,00	575,55	487,77	87,77	0,18	1,44
0,20	274,23	2,12	400,00	674,23	537,11	137,11	0,26	1,59
0,35	422,71	3,18	400,00	822,71	611,35	211,35	0,35	2,06
0,50	574,40	4,77	400,00	974,40	687,20	287,20	0,42	2,44
0,75	770,67	6,89	400,00	1170,67	785,33	385,33	0,49	2,93
1,00	921,03	8,48	400,00	1321,03	850,52	470,52	0,54	3,30
1,25	1008,13	10,07	400,00	1408,13	904,07	504,07	0,56	3,52
1,50	1054,80	10,60	400,00	1454,80	927,40	527,40	0,57	3,64
1,75	1089,93	11,13	400,00	1489,93	944,56	544,56	0,58	3,72
2,00	1123,01	11,66	400,00	1523,01	951,50	561,50	0,58	3,81
2,50	1175,79	12,72	400,00	1575,79	998,40	588,40	0,60	3,94
3,00	1207,39	13,78	400,00	1607,39	1003,69	603,69	0,60	4,02
3,50	1215,46	14,31	400,00	1615,46	1007,73	607,73	0,60	4,04
4,00	1218,86	14,84	400,00	1618,86	1009,43	609,43	0,60	4,05
4,50	1230,64	15,37	400,00	1630,64	1015,32	615,32	0,61	4,08
5,00	1235,32	15,37	400,00	1635,32	1017,66	617,66	0,61	4,09
6,00	1238,82	15,37	400,00	1638,82	1019,41	619,41	0,61	4,10
7,00	1243,50	15,37	400,00	1643,50	1021,75	621,75	0,61	4,11
8,00	1240,05	14,84	400,00	1640,05	1020,02	620,02	0,61	4,10
9,00	1233,55	14,84	400,00	1633,55	1016,78	616,78	0,61	4,08
10,00	1224,01	14,31	400,00	1624,01	1012,00	612,00	0,60	4,06
11,00	1233,95	14,31	400,00	1633,95	1015,97	616,97	0,61	4,08
12,00	1242,10	14,31	400,00	1642,10	1021,05	621,05	0,61	4,11
13,00	1242,86	13,78	400,00	1642,86	1021,43	621,43	0,61	4,11
14,00	1244,63	13,78	400,00	1644,63	1022,31	622,31	0,61	4,11

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.  
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante





**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN  
Técnico LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m)

02-Jun-11

Descripción / Zona SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD

Estado : Remoldeado

Clasificación: GC

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	21,40	21,30
Diámetro (cm)	10,12	10,03
Humedad (%)	6,10	6,50
Densidad seca (g/cm³)	2,124	2,170

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "a"	0,91
Presión de celda (kPa)	407
Contra presión (kPa)	207
Est. Elect. Inicial (kPa)	200

Deformación (%)	Est. Desv. (kPa)	D <sub>v</sub> (cm³)	a <sub>v</sub> (cm³)	a <sub>h</sub> (cm³)	p (cm²)	q (cm²)	q/p	Oblicuidad (e/s)
0,00	0,00	0,00	200,00	200,00	200,00	0,00	0,00	1,00
0,05	61,52	1,06	200,00	251,52	230,61	30,61	0,13	1,31
0,10	97,54	1,59	200,00	297,54	248,77	48,77	0,20	1,49
0,20	156,51	2,12	200,00	356,51	283,26	83,26	0,29	1,83
0,35	253,37	2,65	200,00	453,37	326,68	126,68	0,39	2,27
0,50	332,02	4,24	200,00	532,02	356,01	166,01	0,45	2,66
0,75	452,05	5,36	200,00	652,05	431,02	231,02	0,54	3,31
1,00	547,21	7,42	200,00	747,21	473,51	273,61	0,58	3,74
1,25	580,78	7,55	200,00	780,78	490,39	291,39	0,59	3,90
1,50	598,65	6,46	200,00	798,65	499,32	299,32	0,60	3,99
1,75	612,71	5,01	200,00	812,71	506,35	305,35	0,61	4,06
2,00	617,26	5,01	200,00	817,26	508,63	308,63	0,61	4,09
2,50	619,68	5,54	200,00	819,68	509,54	309,94	0,61	4,10
3,00	626,66	10,07	200,00	826,66	513,33	313,33	0,61	4,13
3,50	632,61	10,60	200,00	832,61	516,41	316,41	0,61	4,16
4,00	633,20	10,60	200,00	833,20	516,60	316,60	0,61	4,17
4,50	640,66	11,13	200,00	840,66	520,43	320,43	0,62	4,20
5,00	640,55	11,13	200,00	840,55	520,27	320,27	0,62	4,20
6,00	653,97	12,19	200,00	853,97	526,69	326,69	0,62	4,27
7,00	654,65	12,72	200,00	854,65	532,42	332,42	0,62	4,32
8,00	672,19	13,25	200,00	872,19	536,10	336,10	0,63	4,36
9,00	674,97	13,25	200,00	874,97	537,49	337,49	0,63	4,37
10,00	676,66	13,25	200,00	876,66	538,43	338,43	0,63	4,38
11,00	675,67	13,25	200,00	875,67	537,93	337,93	0,63	4,38
12,00	679,54	13,25	200,00	879,54	539,97	339,97	0,63	4,40
13,00	681,33	13,25	200,00	881,33	540,67	340,67	0,63	4,41
14,00	683,37	12,72	200,00	883,37	541,69	341,69	0,63	4,42

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.  
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.



**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto

INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN

Testista

LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

Nº de Proyecto

Nº Informe de Lab

Ubicación

Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m)

Fecha

02-Jun-11

Descripción / Zona

SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD

Estado : Remoldeado

Clasificación: GC

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	21,40	21,34
Diámetro (cm)	10,12	10,04
Humedad (%)	6,10	6,75
Densidad seca (gr/cc)	2,123	2,152

Velocidad (pulg/min)	0,11
Parámetro "B"	0,93
Presión de celda (kPa)	307
Contra presión (kPa)	207
Est. Efect. Inicial (kPa)	100

Deformación (%)	Est. Desv. (kPa)	D V (cm <sup>2</sup> )	s <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	p (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>2</sup> )	q / p	Calibres (sds)
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0,05	36,61	0,53	100,00	136,81	116,40	16,40	0,16	1,37
0,10	71,56	1,06	100,00	171,98	136,59	35,99	0,26	1,72
0,20	111,18	1,59	100,00	211,18	156,59	56,59	0,36	2,11
0,35	173,45	2,65	100,00	273,45	166,72	66,72	0,46	2,73
0,50	240,49	3,18	100,00	340,49	220,24	120,24	0,55	3,40
0,75	303,77	3,71	100,00	403,77	251,68	151,68	0,60	4,04
1,00	325,37	4,24	100,00	425,37	262,68	162,68	0,62	4,25
1,25	334,21	4,24	100,00	434,21	267,10	167,10	0,63	4,34
1,50	338,55	3,71	100,00	438,55	269,28	169,28	0,63	4,39
1,75	334,51	3,71	100,00	434,51	267,25	167,25	0,63	4,35
2,00	334,61	3,71	100,00	434,61	267,40	167,40	0,63	4,35
2,50	333,17	3,71	100,00	433,17	266,69	166,69	0,62	4,33
3,00	338,23	3,71	100,00	438,23	269,11	169,11	0,63	4,38
3,50	337,31	3,71	100,00	437,31	268,65	168,65	0,63	4,37
4,00	339,22	3,71	100,00	439,22	269,61	169,61	0,63	4,39
4,50	339,52	3,71	100,00	439,52	269,76	169,76	0,63	4,40
5,00	341,12	3,71	100,00	441,12	270,66	170,66	0,63	4,41
6,00	342,12	3,71	100,00	442,12	271,06	171,06	0,63	4,42
7,00	345,20	3,18	100,00	445,20	272,60	172,60	0,63	4,45
8,00	344,14	3,18	100,00	444,14	272,07	172,07	0,63	4,44
9,00	337,29	3,18	100,00	437,29	268,64	168,64	0,63	4,37
10,00	337,64	2,65	100,00	437,64	268,97	168,97	0,63	4,38
11,00	335,40	2,65	100,00	435,40	268,20	168,20	0,63	4,36
12,00	341,67	2,12	100,00	441,67	270,83	170,83	0,63	4,42
13,00	343,79	2,12	100,00	443,79	271,90	171,90	0,63	4,44
14,00	343,42	2,12	100,00	443,42	271,71	171,71	0,63	4,43

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado parámetro por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante



**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto **INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACIÓN**  
 Testista **LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ**

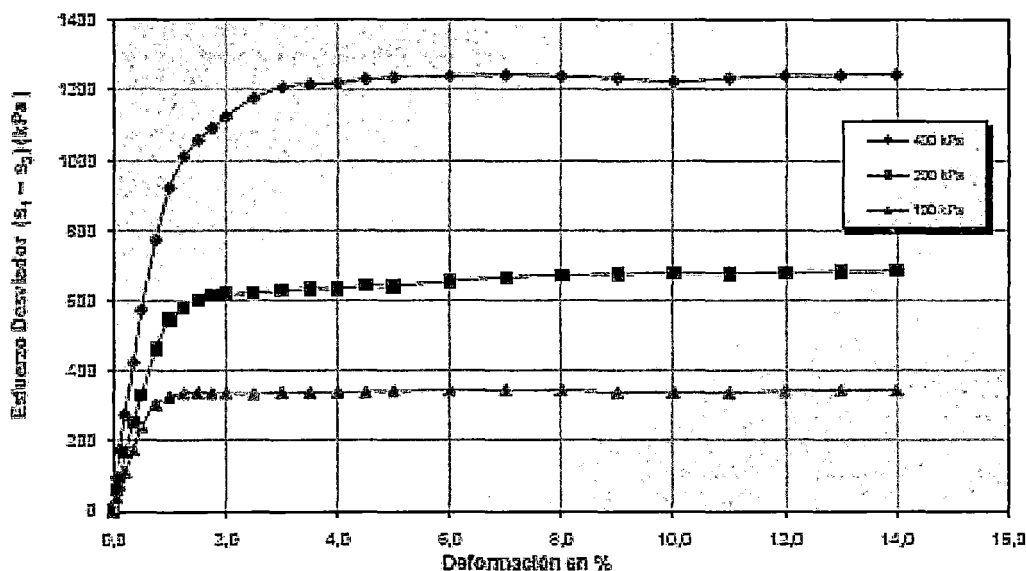
Nº de Proyecto	Nº Informe de Lab
Ubicación	Solicitado por
Nº de muestra / Prof (m)	Fecha
Descripción / Zona	<b>SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD</b>

E2-JUN-11

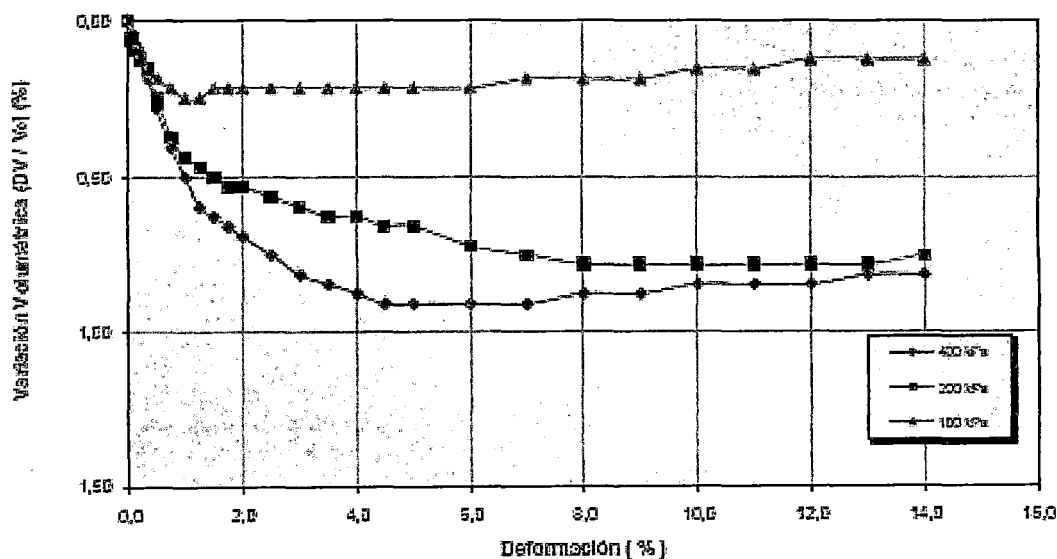
Estado : Remoldeado

Clasificación : GC

**DEFORMACIÓN vs. ESFUERZO**



**DEFORMACIÓN vs. VARIACIÓN VOLUMÉTRICA**





**ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**  
Consolidado - Drenado (CD)

LABORATORIO GEOTECNICO

Nombre del Proyecto INFLUENCIA DE BERMAS Y CANALES EN LA ESTABILIDAD DE PILAS DE LIXIVIACION  
Tecnista LUCAS LUDEÑA GUTIÉRREZ

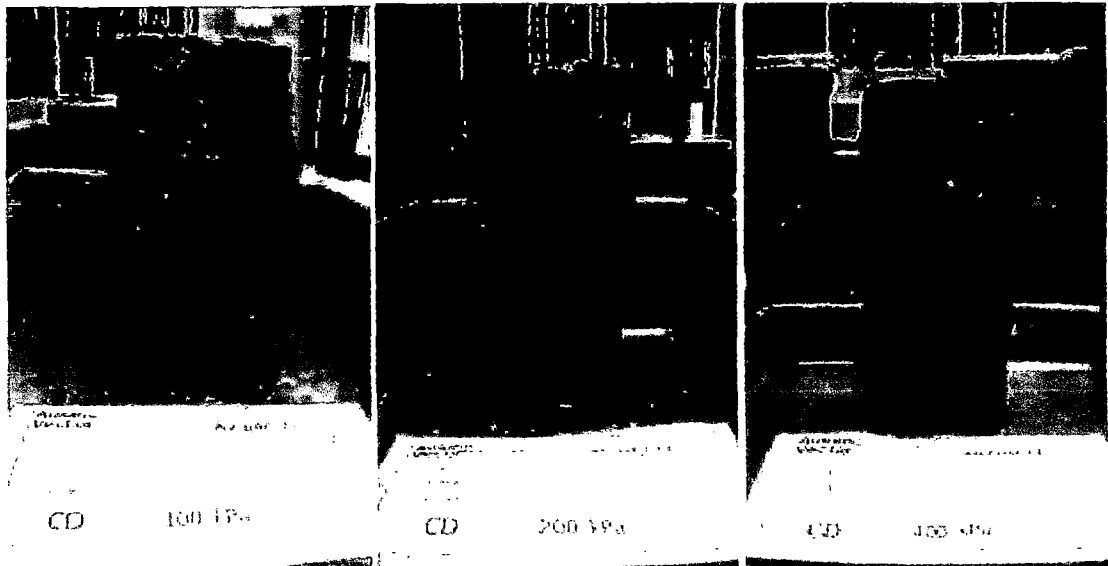
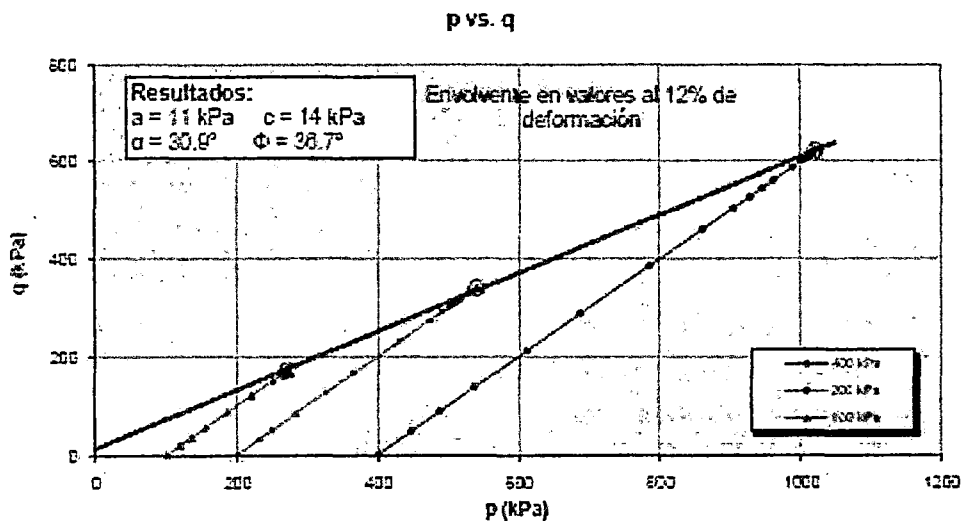
Nº de Proyecto Ubicación Nº Informe de Lab Solicitado por

Nº de muestra / Prof (m) Fecha 02-Jun-11

Descripción / Zona SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD

Estado: Remoheado

Clasificación: GC



**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante