

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DE DEPÓSITOS  
DE RELAVES**

**TESIS**

Para optar el Título Profesional de  
**INGENIERO CIVIL**

**MARÍA VERONICA ESPINOZA REYES**

**Lima – Perú**  
**1998**

## RESUMEN

El trabajo de investigación desarrollado presenta un procedimiento de análisis para verificar la estabilidad física de depósitos de relaves operativos e inactivos, sometidos a cargas estáticas de gravedad y/o sollicitaciones sísmicas. En este método de análisis, se ha utilizado técnicas convencionales de análisis de estabilidad de taludes y técnicas numéricas basadas en el método de elementos finitos, para evaluar el comportamiento del depósito en términos de esfuerzos, deformaciones y de respuesta sísmica. Asimismo, el procedimiento indicado incorpora el análisis del potencial de licuación por presencia de agua en depósitos operativos, y la evaluación de la resistencia residual no drenada de los materiales licuados, parámetro importante para el análisis de la estabilidad y del potencial de deformación post-sismo del depósito.

Previamente al desarrollo del análisis, se establecen pautas a seguir para: obtener parámetros de los materiales de relave, a partir de investigaciones geotécnicas; establecer criterios generales sobre sismicidad y estudios de peligro sísmico; y considerar aspectos hidrológicos básicos para proyectar sistemas de drenaje apropiados, que contribuyan en la evacuación de aguas de escorrentía, contribuyendo de esa manera a la estabilidad física del depósito.

El procedimiento propuesto es aplicado en la evaluación de la estabilidad física de cuatro casos reales de depósitos de relaves construidos con los tipos de diseño más comunes utilizados en el país. Los resultados obtenidos permiten verificar la validez de este procedimiento propuesto, sobre todo en el caso de depósitos operativos. Asimismo, se verifica un mejor comportamiento de los depósitos construidos con los sistemas aguas abajo y línea central en comparación a los depósitos aguas arriba.

Como complemento de esta investigación, se presenta la evaluación de la influencia de la densidad relativa y el contenido de finos en el comportamiento sísmico de un depósito de relaves. En general, los resultados obtenidos indican que la compactación del dique favorece el comportamiento sísmico, asimismo, la estabilidad de un depósito se ve favorecida, si la zona saturada permanece reducida a una pequeña región del dique, como consecuencia del bajo contenido de finos y un adecuado sistema de drenaje.

# INDICE

INDICE	VI
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABLAS	XII
LISTA DE SIMBOLOS	XIV
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	
1.1    Objetivo	1
CAPITULO 2: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	4
2.1    Investigaciones de Campo	4
2.1.1    Ensayo de Penetración Estándar	4
2.1.2    Correlación entre el SPT y las propiedades de los suelos	4
2.1.3    Influencia del procedimiento del SPT en la evaluación resistencia a la licuación del suelo	7
2.1.4    Ensayo de Cono Holandés	11
2.1.5    Correlación entre el CPT y las propiedades de los suelos	13
2.1.6    Ensayo de Permeabilidad In-Situ	17
2.1.7    Ensayo de Refracción Sísmica	18
2.2    Investigaciones de Laboratorio	18
2.2.1    Ensayos Estándar	19
2.2.2    Ensayos Especiales	19
CAPITULO 3: CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD EN EL AREA DEL PROYECTO	20
3.1    Introducción	20
3.2    Evaluación de la Sismicidad en la Zona de Estudio	20
3.3    Consideraciones Sísmicas	20
3.4    Riesgo Sísmico	22
3.4.1    Area de influencia sísmica efectiva para el estudio	22
3.4.2    Análisis espacio-temporal de la actividad sísmica	24
3.4.3    Análisis sismotectónica	24
3.4.4    Factor de atenuación	27
3.4.5    Análisis de la frecuencia sísmica	28
3.4.6    Aceleraciones para el sismo de diseño o de operación	29
3.4.7    Determinación del peligro sísmico	29
CAPITULO 4 : ASPECTOS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO	33
4.1    Información Básica	33
4.2	
4.3    Periodos de Recurrencia de Caudales	33

4.4	Cálculo de la Escorrentía	34
4.5	Máximas Avenidas	34
4.6	Balance de Aguas	36
4.7	Borde Libre	37
4.8	Estructuras de Derivación	38
4.9	Instrumental Metereológico	38
CAPITULO 5 : ANALISIS DE ESTABILIDAD		40
5.1	Introducción	40
5.2	Características de Resistencia de Materiales de Relaves	40
5.3	Análisis de Estabilidad Estático y Seudo-Estático	42
	5.3.1 Metodología del análisis de estabilidad	42
	5.3.2 Coeficiente sísmico	43
	5.3.3 Factores de seguridad mínimos	44
5.4	Análisis de Estabilidad Post-Sismo	46
	5.4.1 Generalidades del análisis	46
	5.4.2 Metodología del análisis	49
	5.4.3 Evaluación de esfuerzos estáticos	50
	5.4.4 Terremoto de diseño	50
	5.4.5 Análisis de respuesta sísmica	51
	5.4.6 Análisis de licuación de los materiales de relaves	52
	5.4.7 Resistencia residual no drenada	56
	5.4.8 Análisis de estabilidad post-sismo	58
	5.4.9 Análisis del potencial de deformación	59
CAPITULO 6 : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA DIFERENTES CASOS EN EL PERÚ		62
6.1	Introducción	62
6.2	Estimación de Parámetros	62
	6.2.1 Descripción de los materiales encontrados	62
	6.2.2 Angulo de fricción	68
	6.2.3 Zonificación geotécnica de los depósitos de relaves	70
6.3	Análisis de Estabilidad Estático y Seudo-Estático	76
	6.3.1 Coeficiente sísmico utilizado	76
	6.3.2 Análisis realizados	76
6.4	Determinación de Esfuerzos Estáticos	78
6.5	Análisis Dinámico	86
	6.5.1 Características del terremoto de diseño	86
	6.5.2 Análisis de respuesta sísmica	86
6.6	Análisis de Estabilidad Post-Sismo	91
	6.6.1 Evaluación del potencial de licuación de los materiales de relaves	91

6.6.2	Evaluación de la resistencia residual no drenada	93
6.6.3	Resultados del análisis de estabilidad post-sismo	93
6.6.4	Evaluación del potencial de deformación	95
CAPITULO 7 : INFLUENCIA DE LA DENSIDAD RELATIVA Y CONTENIDO DE FINOS EN EL COMPORTAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RELAVES		97
7.1	Introducción	97
7.2	Influencia de la Densidad Relativa	97
7.2.1	Determinación de parámetros de relave grueso	97
7.2.2	Análisis de estabilidad estático y pseudo-estático	98
7.2.3	Análisis estático esfuerzo-deformación	101
7.2.4	Análisis de respuesta sísmica	104
7.2.5	Análisis de deformaciones permanentes	105
7.3	Influencia del Contenido de Finos	109
7.3.1	Análisis estático y pseudo-estático	110
7.3.2	Análisis post-sismo	112
7.3.3	Análisis del potencial de deformación	113
CAPITULO 8 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		114
8.1	Conclusiones	114
8.2	Recomendaciones	116
BIBLIOGRAFÍA		118
ANEXO 1	Resultados de Ensayos de Laboratorio	
ANEXO 2	Resultados del Análisis	
ANEXO 3	Resultados del Análisis de Estabilidad	

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 2 - Investigaciones Geotécnicas

Figura N°2.1	Ángulo de fricción de arenas en función del valor N del SPT	5
Figura N°2.2	Correlación entre la resistencia residual y el valor de $(N_1)_{60}$ (Seed y Harder, 1990)	7
Figura N°2.3	Clasificación de suelos con datos de ensayos (Sanglerat G. 1972)	13
Figura N°2.4	Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1977)	14
Figura N°2.5	Correlación de la resistencia de punta y el ángulo $\phi'$ de arenas (Ishihara, 1984)	15
Figura N°2.6	Correlación entre la resistencia residual y la resistencia al cono (Ishihara, 1984)	16
Figura N°2.7	Correlación entre la resistencia residual y la resistencia al cono Modificado	17

### Capítulo 3 – Consideraciones de Sismicidad en el Área del Proyecto

Figura N°3.1	Distribución de las máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú (Alva et al, 1984)	24
Figura N°3.2	Ley de atenuación aceleraciones (Casaverde y Vargas, 1980)	31
Figura N°3.3	Ley de atenuación de aceleraciones (Mc Guire, 1974)	32

### Capítulo 5 – Análisis de Estabilidad

Figura N°5.1	Curva de esfuerzo-deformación para relaves de arenas con 0% de finos	41
Figura N°5.2	Curva de esfuerzo-deformación para relaves de arenas con 15% de finos	41
Figura N°5.3	Resistencia cíclica para relaves de arena con diferente contenido de finos	42
Figura N°5.4	Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Ruesta et. al. 1988)	45
Figura N°5.5	Correlación entre la relación de esfuerzo para causar licuación y valores de $N_1$ para arenas limosas, para terremotos de $M = 7 \frac{1}{2}$ (de Seed et al. 1984)	53

Figura N°5.6	Factores de corrección $K_G$ usados en la práctica (Seed y Harder, 1990) y propuestos para el uso en la futura práctica por el Comité del NCEER (1996). ( Finn, 1996)	55
Figura N°5.7	Factores de corrección $K_\alpha$ para el efecto del esfuerzo cortante estático ( Boulanger et al., 1991)	56
Figura N°5.8	Dependencia de la resistencia residual y la sobrecarga de presión efectiva (Vaid y Thomas, 1994)	58
Figura N° 5.9	Verificación de la estabilidad y extensión de la deformación (Ishihara et al., 1990)	61

## Capítulo 6 – Análisis de Estabilidad para Diferentes Casos en el Perú

Figura N° 6.1	Sección transversal del depósito Caso N° 1 y Zonificación Geotécnica	71
Figura N° 6.2	Sección transversal del depósito Caso N° 2 y Zonificación Geotécnica	72
Figura N° 6.3	Sección transversal del depósito Caso N° 3 y Zonificación Geotécnica	73
Figura N° 6.4	Sección transversal del depósito Caso N° 4 y Zonificación Geotécnica	74
Figura N° 6.5	Depósito de Relaves Caso N°1. Malla de elementos finitos	78
Figura N° 6.6	Depósito de Relaves Caso N°2. Malla de elementos finitos	78
Figura N° 6.7	Depósito de Relaves Caso N°3. Malla de elementos finitos	78
Figura N° 6.8	Depósito de Relaves Caso N°4. Malla de elementos finitos	79
Figura N° 6.9	Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	82
Figura N° 6.10	Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución de la relación $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$	82
Figura N° 6.11	Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	83
Figura N° 6.12	Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución de la relación $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$	83
Figura N° 6.13	Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	84
Figura N° 6.14	Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución de la relación $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$	84
Figura N° 6.15	Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	85
Figura N° 6.16	Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución de la relación $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$	85
Figura N° 6.17	Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	89
Figura N° 6.18	Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	89
Figura N° 6.19	Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	90
Figura N° 6.20	Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	90

## Capítulo 7 – Influencia de la Densidad Relativa y Contenido de Finos en el

### Comportamiento de un Depósito de Relaves

Figura N° 7.1	Depósito de Relaves con $D_r=60\%$ . Análisis de Estabilidad Estático	99
Figura N° 7.2	Depósito de Relaves con $D_r=85\%$ . Análisis de Estabilidad Estático	99
Figura N° 7.3	Depósito de Relaves con $D_r=60\%$ . Análisis de Estabilidad Seudo-Estático	100
Figura N° 7.4	Depósito de Relaves con $D_r=85\%$ . Análisis de Estabilidad Seudo-Estático	100
Figura N° 7.5	Depósito de Relaves con 60 % de $D_r$ . Desplazamientos Horizontales	101
Figura N° 7.6	Depósito de Relaves con 85 % de $D_r$ . Desplazamientos Horizontales	101
Figura N° 7.7	Depósito de Relaves con 60 % de $D_r$ . Desplazamientos Verticales	102
Figura N° 7.8	Depósito de Relaves con 85 % de $D_r$ . Desplazamientos Verticales	102
Figura N° 7.9	Depósito de Relaves con 60 % de $D_r$ . Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	103
Figura N° 7.10	Depósito de Relaves con 85 % de $D_r$ . Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy}$	103
Figura N° 7.11	Depósito de Relaves con 60 % de $D_r$ . Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	104
Figura N° 7.12	Depósito de Relaves con 85 % de $D_r$ . Distribución del esfuerzo cortante $\tau_{xy\text{máx}}$	105
Figura N° 7.13	Variación de la relación de la máxima aceleración con la altura de masa deslizante.	107
Figura N° 7.14	Variación de desplazamientos permanentes con la aceleración	108
Figura N° 7.15	Caso A. Ubicación del nivel freático	109
Figura N° 7.16	Caso B. Ubicación del nivel freático	110
Figura N° 7.17	Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Estático	111
Figura N° 7.18	Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Seudo-Estático	111
Figura N° 7.19	Depósito de Relaves Caso B. Análisis de Estabilidad Estático	111
Figura N° 7.20	Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Post-Sismo	112
Figura N° 7.21	Depósito de Relaves Caso B. Análisis de Estabilidad Post-Sismo	113



## LISTA DE TABLAS

### Capítulo 2 - Investigaciones Geotécnicas

Tabla 2.1	Recomendaciones de estandarización del SPT equipo y procedimiento	8
Tabla 2.2	Resumen de relación de energía para el procedimiento del SPT (Japón)	9
Tabla 2.3	Resumen de la relación de energía neta para caída libre con martillo tipo Pilcon	10
Tabla 2.4	Resumen de la relación de energía para el procedimiento del SPT	12

### Capítulo 3 - Consideraciones de Sismicidad en el Área del Proyecto

Tabla 3.1	Aceleraciones máximas esperadas	30
-----------	---------------------------------	----

### Capítulo 4 – Aspectos Hidrológicos de Diseño

Tabla 4.1	Relación entre precipitación máxima verdadera y precipitación en intervalos fijos	35
-----------	---	----

### Capítulo 5 – Análisis de Estabilidad

Tabla 5.1	Factores de seguridad mínimos para análisis de estabilidad en presas de tierra	44
Tabla 5.2	Factores de corrección para terremotos de diferentes magnitudes	54
Tabla 5.3	Procedimiento para verificar la estabilidad de un depósito de relaves	60

### Capítulo 6 – Análisis de Estabilidad para Diferentes Casos en el Perú

Tabla 6.1	Características generales de los depósitos estudiados	62
Tabla 6.2	Número de golpes en los sondajes Caso N°1	63
Tabla 6.3	Número de golpes en los sondajes Caso N°2	65
Tabla 6.4	Número de golpes en los sondajes Caso N°3	66
Tabla 6.5	Número de golpes en los sondajes Caso N°4	68
Tabla 6.6	Angulo de fricción interna según correlación empírica de Ohsaki (1959)	69
Tabla 6.7	Resumen de ensayos de resistencia cortante	69
Tabla 6.8	Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad	75
Tabla 6.9	Coefficiente sísmico utilizado	76
Tabla 6.10	Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad	77

Tabla 6.11	Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación Caso N°1	80
Tabla 6.12	Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación Caso N°2	80
Tabla 6.13	Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación Caso N°3	81
Tabla 6.14	Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación Caso N°4	81
Tabla 6.15	Valores de aceleraciones máximas y magnitudes	86
Tabla 6.16	Valores de $K_{2\max}$ para el análisis de respuesta sísmica	88
Tabla 6.17	Valores de resistencia residual no drenada	93
Tabla 6.18	Parámetros de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad post-sismo	94
Tabla 6.19	Factores de seguridad calculados en el análisis post-sismo	95

### **Capítulo 7 – Influencia de la Densidad Relativa y el Contenido de Finos en el Comportamiento de un Depósito de Relaves**

Tabla 7.1	Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación	98
Tabla 7.2	Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad	98
Tabla 7.3	Valores de $K_{2\max}$ para el análisis de respuesta sísmica	104
Tabla 7.4	Aceleración de fluencia	106
Tabla 7.5	Aceleración máxima en la cresta	106
Tabla 7.6	Aceleración promedio máxima	107
Tabla 7.7	Desplazamientos permanentes	108
Tabla 7.8	Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad	110
Tabla 7.9	Factores de seguridad calculados en el análisis post-sismo	112

## LISTA DE SÍMBOLOS

$c$	Cohesión del suelo
$C_N$	factor de corrección para normalizar la resistencia a la penetración
$E$	Módulo de Young
$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo
$G$	Módulo de corte
$G_{m\acute{a}x}$	- Módulo de corte máximo
$g$	- Aceleración de la gravedad
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_{sat}$	- Peso específico saturado
$K$	- Coeficiente de empuje (relación entre tensiones principales) parámetro de modelo hiperbólico relativo a un módulo tangencial
$K_o$	Coeficiente de empuje en reposo
$K_b$	Parámetro de modelo hiperbólico relativo a un módulo de compresibilidad volumétrica
$K_{ur}$	- Parámetro de modelo hiperbólico relativo a un módulo de descarga
$K_2$	Coeficiente de módulo dinámico
$m$	- Parámetro de modelo hiperbólico relativo a un módulo de compresibilidad volumétrica
$n$	Parámetro de modelo hiperbólico relativo a un módulo tangencial
$R_f$	Razón de ruptura
$\sigma$	Esfuerzo normal
$\tau$	- Esfuerzo cortante

otros símbolos son definidos en el texto

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 OBJETIVO

En la actualidad, debido a las estrictas regulaciones en materia de medio ambiente, un proyecto minero debe tomar en cuenta la manera de llevar y colocar sus desechos o relaves, en depósitos acondicionados apropiadamente para tal fin. Estos relaves están constituidos por desechos finos con agua y son producto del proceso de operación de la mina, los cuales son depositados teniendo como material de contención a los desechos gruesos secos, los que son separados de la parte fina mediante un proceso conocido como cicloneo.

En décadas pasadas, la inversión para el planeamiento, diseño y construcción de depósitos de relaves prácticamente no era tomada en cuenta. Actualmente se le ha dado la atención que merece, esto a raíz de muchas fallas ocurridas en este tipo de depósitos en todo el mundo, por lo que tanto para la etapa de diseño como para la de construcción, se están usando principios ingenieriles.

Los nuevos diseños de estas estructuras, buscan que sean seguras y económicas, de manera que se disminuya el riesgo de contaminación ambiental, evitando con ello el desequilibrio ecológico, garantizando asimismo, la seguridad de las infraestructuras existentes y la seguridad de vidas humanas dentro de la zona de influencia de una posible falla.

Por lo indicado anteriormente, se puede decir que existe la necesidad de utilizar técnicas adecuadas para un proyecto de presas de relaves, que tomen en cuenta los factores principales que influyan en su comportamiento cuando son sometidas a cargas de naturaleza estática y/o dinámica. Estas técnicas deben ser capaces de prever con cierto grado de precisión, los movimientos y esfuerzos que ocurrirán debido al efecto de cargas impuestas en la estructura en las diferentes fases de su vida. El principal objetivo de todo proyecto de depósitos de relaves es esencialmente limitar o controlar los deslizamientos de la masa de relaves, pues estos deslizamientos condicionan la utilidad de la estructura en general.

Los métodos de prevención del comportamiento de presas de tierra y de relaves han evolucionado con el transcurrir del tiempo, desde los métodos basados en la experiencia, hasta métodos más exigentes, como los computacionales. En general, los métodos de análisis deben predecir la distribución global de deformaciones y esfuerzos en el interior de la estructura, teniendo así una mejor visualización del comportamiento del depósito en general. Esta información puede ser utilizada tanto en la etapa de proyecto del depósito de relaves, como en la verificación de la estabilidad física de un depósito operativo o inactivo.

Este trabajo de investigación fue realizado con los siguientes objetivos:

- Describir los criterios generales sobre sismicidad y estudios de peligro sísmico que se deben realizar en la zona de ubicación de un depósito de relaves
- Describir en forma general los aspectos hidrológicos de diseño que permitan proyectar un sistema de drenaje apropiado, para la evacuación de las aguas de escorrentía, contribuyendo con ello con la estabilidad física del depósito.
- Desarrollar un procedimiento de análisis para verificar la estabilidad física de depósitos de relaves operativos e inactivos, que están sujetos a cargas estáticas de gravedad y/o sollicitaciones sísmicas.
- Utilizar en el método de análisis, técnicas convencionales de análisis de estabilidad de taludes y técnicas numéricas basadas en el método de elementos finitos, para evaluar el comportamiento del depósito en términos de esfuerzos, deformaciones y de respuesta sísmica.
- Incorporar en el procedimiento indicado, el análisis del potencial de licuación por presencia de agua en depósitos operativos, y la evaluación de la resistencia residual no drenada de los materiales licuados. Este parámetro es importante para el análisis de la estabilidad post-sismo del depósito.
- Procesar la información obtenida anteriormente y evaluar la estabilidad física de depósitos de relaves construidos con los tipos de diseño más comunes utilizados en el país.

- Verificar las condiciones de estabilidad de depósitos de relaves ante solicitaciones estáticas de gravedad y/o solicitaciones sísmicas, esto último para el caso de depósitos localizados en zonas de mediana a alta actividad sísmica.
- Verificar la influencia en el comportamiento de un depósito, de alternativas de características diferentes, como la densidad y el contenido de finos, que se pueden presentar durante la etapa de construcción.

En el capítulo 2 se presenta un resumen de los ensayos, tanto de campo como de laboratorio, necesarios para llevar a cabo la investigación geotécnica para la evaluación de los parámetros de los materiales de relaves tanto gruesos como finos.

El capítulo 3 presenta un resumen del estudio de peligro sísmico necesario para evaluar los parámetros de sismicidad en la zona del proyecto de un depósito de relaves. Esta información incluye la aceleración máxima para un cierto periodo de retorno y la magnitud máxima que podría ocurrir en la zona.

El capítulo 4 trata de los aspectos hidrológicos fundamentales que deben ser considerados, con la finalidad de proponer sistemas de drenaje adecuados, los cuales puedan evacuar las aguas de escorrentía y garantizar con ello la estabilidad física del depósito de relaves.

En el capítulo 5 se presenta el sustento teórico del procedimiento propuesto para el análisis de estabilidad de depósitos de relaves. Este procedimiento incluye el análisis en condiciones estáticas, pseudo-estáticas y post-sismo.

En el capítulo 6 se ilustra la aplicación del procedimiento de análisis de 4 casos reales de depósitos de relaves en condiciones inactivas y operativas existentes en el Perú.

Como complemento de este trabajo se presenta en el capítulo 7, la influencia de la densidad relativa y el contenido de finos en la estabilidad del depósito de relaves, del cuarto caso presentado.

Finalmente, en el capítulo 8 se presentan conclusiones obtenidas en este trabajo y las recomendaciones para futuras investigaciones en ésta área.

# CAPITULO 2

## INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

### 2.1 INVESTIGACIONES DE CAMPO

Para determinar las características físico-mecánicas de los materiales de relave podemos utilizar diversos métodos de investigación de campo. Las pruebas in-situ más comúnmente utilizadas son el Ensayo de Penetración Cónica (CPT), y el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Asimismo, para medir el nivel freático y la presión de poros a una cierta profundidad, se utilizan diferentes clases de piezómetro.

#### 2.1.1 Ensayo de Penetración Estándar

El método de investigación de campo más ampliamente utilizado en todo el mundo para la determinación de las características de resistencia de suelos naturales y materiales de relave, es el ensayo de resistencia a la penetración estándar. Este ensayo proporciona el número de golpes (N) que resiste el suelo, a la penetración de un muestreador de caña partida, que es hincado en el terreno utilizando la energía de un martillo de 63.6 Kg de peso y que cae una altura de 76 cm. Este ensayo es ejecutado según la norma ASTM D1586.

#### 2.1.2 Correlación entre el SPT y las propiedades de los suelos

Se presenta a continuación algunas de las propiedades de los suelos que pueden ser correlacionadas con los valores de la resistencia a la penetración.

##### 2.1.2.1 Ángulo de fricción interna

Para la obtención del ángulo de fricción interna se puede utilizar las correlaciones empíricas existentes para suelos arenosos basados en los valores N de resistencia a la penetración del ensayo de penetración (SPT), que son presentadas en la Figura N° 2.1.

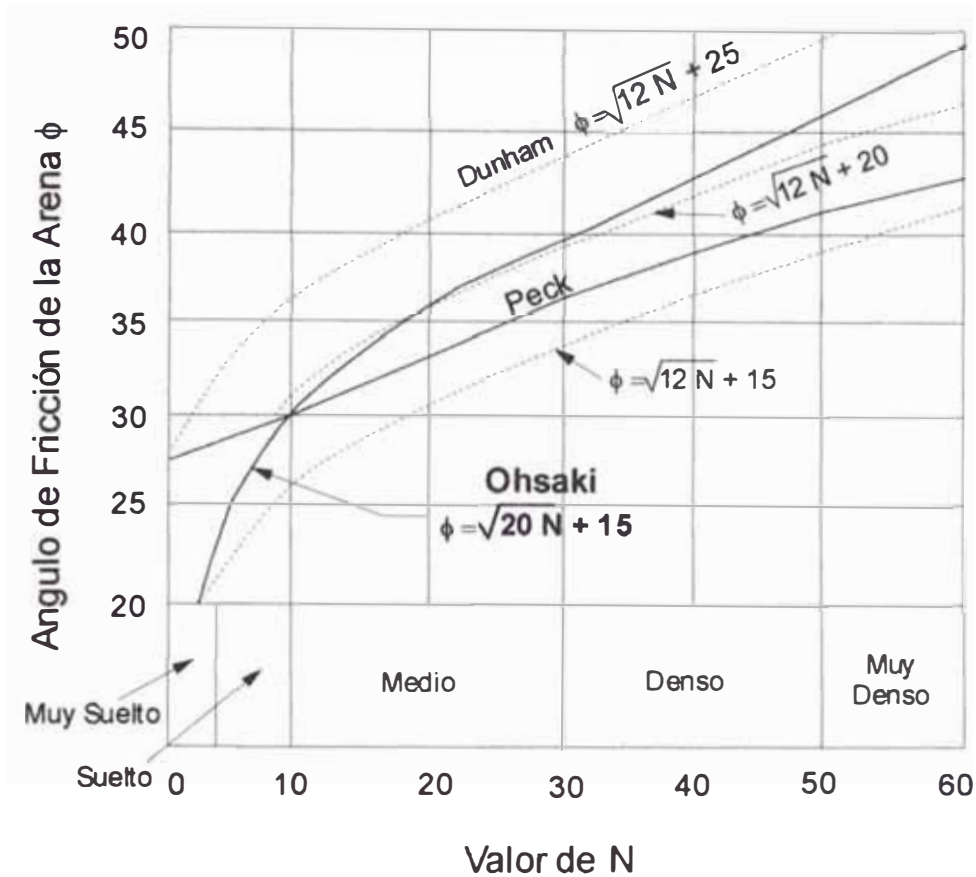


Figura N° 2.1: Ángulo de fricción interna de arenas en función del valor N del SPT

En esta figura se puede observar que la correlación propuesta por Ohsaki (1959) proporciona una curva promedio a las otras presentadas por diversos autores. La fórmula empírica propuesta por Ohsaki es la siguiente:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

donde:

$\phi$  – ángulo de fricción interna del suelo

$N$  – número de golpes por cada 30 cm de penetración del ensayo SPT

Los valores de  $N$  tienen que ser corregidos por efecto de sobrecarga utilizando la expresión propuesta por Seed et al. (1984):

$$N_1 = N C_N$$



donde:

$N_1$  – resistencia a la penetración estándar normalizada

$C_N$  – factor de corrección para normalizar la resistencia a la penetración a un esfuerzo efectivo de sobrecarga de  $1 \text{ Kg/cm}^2$ .

Liao y Whitman (1985) proponen la siguiente expresión para este factor de corrección:

$$C_N = \sqrt{1 / \bar{\sigma}_o}, \quad \bar{\sigma}_o \text{ en Kg / cm}^2$$

donde  $\bar{\sigma}_o$  es el valor del esfuerzo efectivo vertical inicial. El valor máximo de  $C_N$  es de 2.

La correlación empírica indicada ha sido propuesta para suelos arenosos, por lo que puede ser utilizada para el caso de arenas de relaves. Dada las características de plasticidad nula de la mayoría de los limos de relaves existentes en los depósitos, se puede afirmar que la correlación presentada también puede servir de referencia para estimar el ángulo de fricción en este tipo de materiales.

### 2.1.2.2 Resistencia residual

Para evaluar el grado de estabilidad post-sismo de un depósito, es necesario conocer la resistencia residual de los materiales que sufrirán licuación durante un evento sísmico. El comportamiento general de arenas saturadas bajo una condición de carga cíclica depende de la relación de vacíos y es independiente del esfuerzo de confinamiento. En vista de esto la alternativa más práctica para la estimación de este parámetro es a partir de los resultados de ensayos in-situ como el ensayo de penetración estándar (SPT). Para tal efecto, puede utilizarse la correlación conservadora propuesta por Seed y Harder (1990), la cual es ilustrada en la Figura N° 2.2.

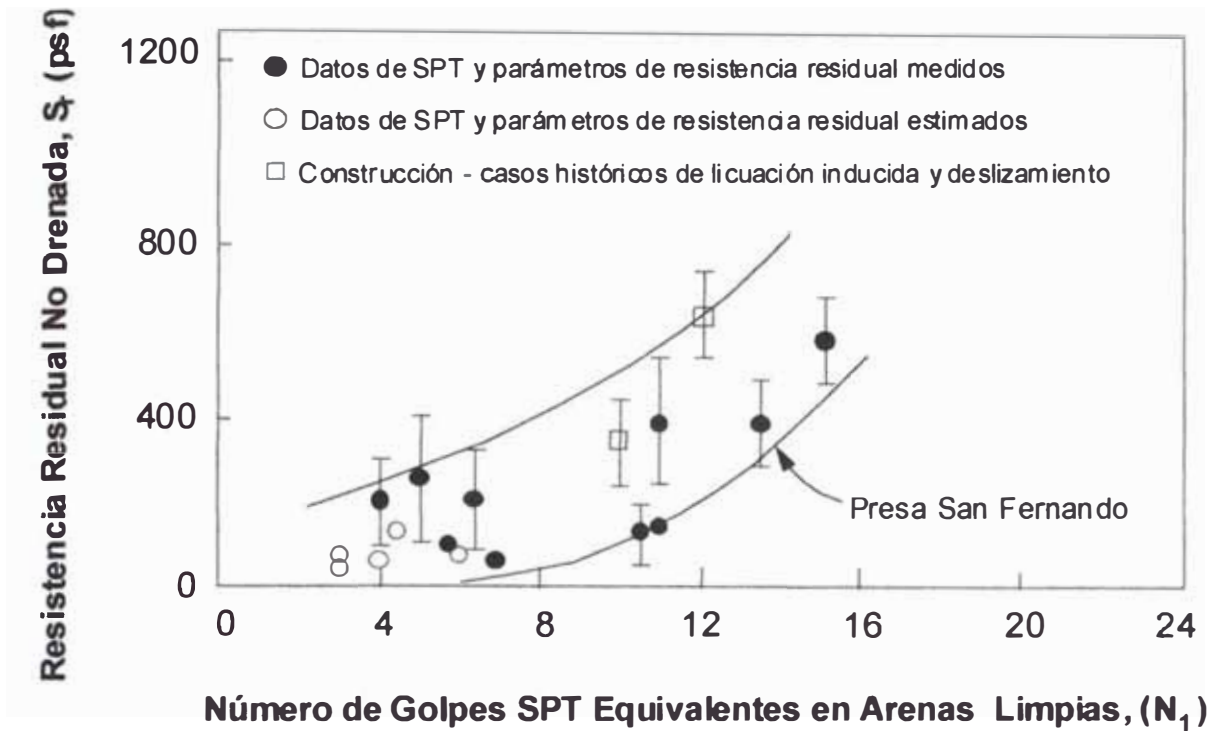


Figura N° 2.2: Correlación entre la resistencia residual y el valor de  $(N_1)_{60}$  (Seed y Harder, 1990)

### 2.1.3 Influencia del procedimiento del SPT en la evaluación de la resistencia a la licuación

El incremento del uso de la prueba de resistencia a la penetración estándar como índice de la resistencia del suelo a la licuación durante un sismo, cuyo análisis será presentado con detalle en el capítulo 5, sugiere la normalización de esta prueba para la práctica de ingeniería. La resistencia a la penetración estándar es un factor convencionalmente medido usando diferentes clases de martillos, diferentes energías y sistemas con diferentes grados de eficiencia, diferentes tipos de fluidos de perforación y diferentes tubos de ensayo. En consecuencia la interrogante radica acerca de la correlación entre la resistencia a la licuación y la resistencia a la penetración modificada,  $N_1$ , (Seed et al., 1981, 1983 y Tokimatsu y Yoshimi, 1983), los cuales son bastante usados en la práctica para evaluar el potencial de licuación del suelo.

Seed et al. (1984) proponen un equipo y procedimiento estándar, cuyas características están resumidas en la Tabla N° 2.1.

**Tabla N° 2.1**  
**Recomendaciones de estandarización del equipo y procedimiento para el SPT**

<b>OBJETO</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>
Muestreador	Muestreador con: (a) Diámetro externo DE = 5.08 cm, (b) Diámetro interno DI = 3.50 cm.
Medida de taladro	A o AW para profundidades menores a 15.25 metros N o NW para grandes profundidades
Energía Liberada	2909.5 cm-Kg (60% del máximo teórico caída libre)
Porcentaje de golpes	30 a 40 golpes por minuto
Cálculo de la resistencia a la penetración	El rango de medida esta sobre los 15 a 45 cm de penetración

### **Energía liberada del ensayo de penetración estándar (SPT)**

El método más utilizado es el de levantamiento y desenganche del martillo del SPT, sin embargo en los diferentes países panamericanos y en los Estados Unidos la técnica de la soga y la polea es todavía la más empleada. Sin embargo, el tipo de martillo ha significado diferentes efectos en la energía que es liberada por el sistema de perforación. Los dos tipos más comunes de martillos SPT son: martillo “safety” (de seguridad) y martillo “donut” (peso).

Se han realizado ensayos con los dos tipos de martillos con la técnica de 2 vueltas de soga en el malacate polea midiendo la liberación de energía. Sobre la base de los resultados es razonable concluir que la relación de energía liberada promedio del ensayo de penetración estándar es esencialmente la siguiente:

Martillo “safety” = 60%

Martillo “donut” = 45%

### **Práctica Japonesa**

Los investigadores Yoshimi y Tokimatsu (1983) indican que en la práctica en el Japón, se involucra tres procedimientos distintos para el levantamiento y desenganche del martillo:

1. Un aparato de izamiento mecánico en el cual se tiene esencialmente la técnica de caída libre.
2. La técnica estándar de soga y polea, siendo el diámetro de la polea más pequeño que el usado en U.S.A. lo que provoca la tendencia a liberar la energía en el sistema de manera más eficiente.
3. La técnica de la soga y la polea con una forma especial de lanzamiento de la soga por lo que el esfuerzo está dado por la forma de este lanzamiento y el de un mínimo esfuerzo en la polea durante la realización.

Nishizawa et al. (1980) establecen que la relación de la energía neta liberada por la varilla es expresada según una proporción de la máxima teórica estudiada que está entre 63 y 72% comparada con la realizada con soga y polea. Para el aparato de izamiento mecánico, la relación neta estuvo establecida entre 80 y 90% según el investigador.

Los resultados de diferentes estudios muestran un acuerdo general y se resumen en la Tabla N° 2.2.

**Tabla 2.2**  
**Resumen de relación de energía para el procedimiento del SPT (Japón)**

<b>Estudio</b>	<b>Aparato de izamiento mecánico</b>	<b>Soga y polea</b>
Nishizawa et al. (1980)	80-90	63-72
Decker Holtz y Kovacs	76	
Kovac y Salomone (1984)	80	67
Tokimatsu y Yoshimi (1981)	76*	
Yoshimi y Tokimatsu (1985)		
Yoshimi et al. (1983)		
Oh- Oka (1984)		
Adaptado	78	67

\* Relación de energía equivalente si se asume, en el método de soga y polea, una relación de energía de 67%, por lo que los valores respecto del método de izamiento mecánico son diferentes de estos por un factor de 1.13.

### **Práctica China**

Según lo descrito por Shi-Ming (1982) el método de perforación SPT en China más empleado es el de izamiento mecánico del martillo. Se tiene dos tipos de configuración de martillos para “caída libre” que son: martillo “Borros AB” (caida-martillo) y martillo Pilcon.

Shi Ming (1982) también aporta que la relación entre los valores de N medidos con el izamiento mecánico y con el sistema manual de China es:

$$N_{\text{mecánico}} \approx 0.83 N_{\text{manual}}$$

En la Tabla N° 2.3 presenta un resumen de los resultados obtenidos con el sistema de martillo “Pilcon”.

**Tabla 2.3**  
**Resumen de la relación de energía neta para caída libre con martillo tipo Pilcon**

<b>Estudio</b>	<b>Martillo</b>	<b>Relación de energía (%)</b>
Decker, Holtz, y Kovacs (1984)	Pilcon	63-72
Douglas et al. (1984)	Pilcon	67
Liang (1983)	Tipo-pilcon	
Promedio global		60

### **Recomendaciones para el procedimiento SPT**

Entre las recomendaciones para el procedimiento del ensayo tenemos el de Kovacs et al. (1983) quienes recomiendan que debería utilizarse una relación de energía de 55% para normalizar los datos del SPT, ya que al parecer es la energía promedio liberada de los martillos para este propósito en Estados Unidos.

Para la adaptación de estos datos según la norma, se requiere la obtención de información con el martillo "donut" y "safety" los que tendrían que ser relacionados de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$N_{55} = N_m \cdot \frac{ER_m}{55}$$

Donde  $N_m$  es el valor de N del SPT por el método usado en la investigación y  $ER_m$  es la relación de energía neta para el mismo método. Puesto que ni el martillo "donut" ni el martillo "safety" producen una relación de energía del 55%, los datos para ambos tipos de martillos necesitan ser corregidos.

Seed et al. (1984) proponen corregir el valor de la resistencia a la penetración adoptando una relación de energía de 60% para normalizarla, debido a la menor corrección de los datos de campo. En este caso la información obtenida para el martillo "safety", el que es comúnmente usado en U.S.A, no necesitaría corrección, además de esto, la relación de energía usada en otros países está acorde con la energía normalizada. Los valores del SPT determinados se designan como  $N_{60}$ , y se determinan con la siguiente relación:

$$N_{60} = N_m \cdot \frac{ER_m}{60}$$

La relación de energía puede medirse directamente usando algunos procedimientos de campo, o estimarse a partir de correlaciones y datos de resultados resumidos por Seed et al. (1984) de la relación de energía para la prueba del SPT en otros países o bajo condiciones especiales. Estos datos son presentados en la Tabla N° 2.4.

#### 2.1.4 Ensayo de Cono Holandés

El cono holandés es el ensayo de penetración estática más difundido. La resistencia del cono es bastante usada para estimar el asentamiento y la presión admisible de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos y no cohesivos.

A pesar de que el ensayo con el cono holandés se puede considerar un ensayo de resistencia que de compresibilidad, las predicciones de asentamientos con el cono holandés en una comparación efectuada por Dikran, muestran una mayor precisión que la obtenida con la utilización de los valores N del Ensayo de Penetración Estándar.

**Tabla 2.4**  
**Resumen de la relación de energía para el procedimiento del SPT**

<b>País</b>	<b>Tipo de martillo</b>	<b>Tipo de realización</b>	<b>Energía neta Estimada (%)</b>	<b>Factor de corrección Para 60% de energía Neta</b>
<b>JAPON</b>				
A.	Donut	Caída libre	78	$78/60 = 1.30$
B.	Donut	Soga y polea con un aditamiento especial	67	$67/60 = 1.12$
<b>U.S.A.</b>				
A.	Safety	Soga y polea	60	$60/60 = 1.00$
B.	Donut	Soga y polea	45	$45/60 = 1.12$
<b>ARGENTINA</b>				
A.	Donut	Soga y polea	45	$45/60 = 0.75$
<b>CHINA</b>				
A.	Donut	Caída libre*	60	$60/60 = 1.00$
B.	Donut	Soga y polea	50	$50/60 = 0.83$

\* El martillo tipo Pilcon desarrolla una relación de energía de casi 60%

Existen tres modalidades para efectuar sondeos con el cono Holandés mecánico:

**Sondeo continuo con el cono sólo;** se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar continuamente el cono acompañado por los juegos de barras. Se mide la fuerza necesaria para efectuar el avance.

**Sondeo discontinuo con el cono sólo;** se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar un tramo al cono sólo, sin que lo acompañe el juego de barras exteriores; así el cono puede avanzar en tramos de 50 mm, terminado cada tramo, se debe bajar el conjunto exterior de barras.

**Sondeo discontinuo usando el manguito de fricción de Begemann;** se avanza el cono, en tramos de 70 mm, los primeros 35 mm los avanza sólo y los siguientes 35 mm arrastrando el manguito de fricción. La diferencia entre la segunda fuerza y la primera nos proporciona la fuerza de fricción.

El uso del ensayo CPT debe ser complementado con la ayuda de perforaciones verificadoras, para una mejor definición de los perfiles de suelos. La correlación de los ensayos CPT con los suelos granulares incluye el ángulo de fricción, el módulo de compresibilidad, la densidad relativa y el OCR (presión de sobreconsolidación).

### 2.1.5 Correlación entre el CPT y las propiedades de los suelos

La prueba de penetración del cono estático solo permite definir la resistencia de punta, de fricción y eventualmente el exceso de presión de poros, con los equipos llamados piezoconos. La interpretación de esta información basada en correlaciones empíricas y semiempíricas conlleva a la identificación indirecta del tipo de suelo y a una estimación de sus propiedades mecánicas. La condicionante fundamental para la aplicación confiable de correlaciones empíricas, es que correspondan a suelos muy similares y preferiblemente que se obtengan para suelos particulares a los que se pretende aplicar.

Entre los gráficos que correlacionan empíricamente los resultados de la prueba de penetración estática con la clasificación de los suelos, tenemos la de Sanglerat y la de Schmertmann (Ver Figuras N° 2.3 y 2.4)

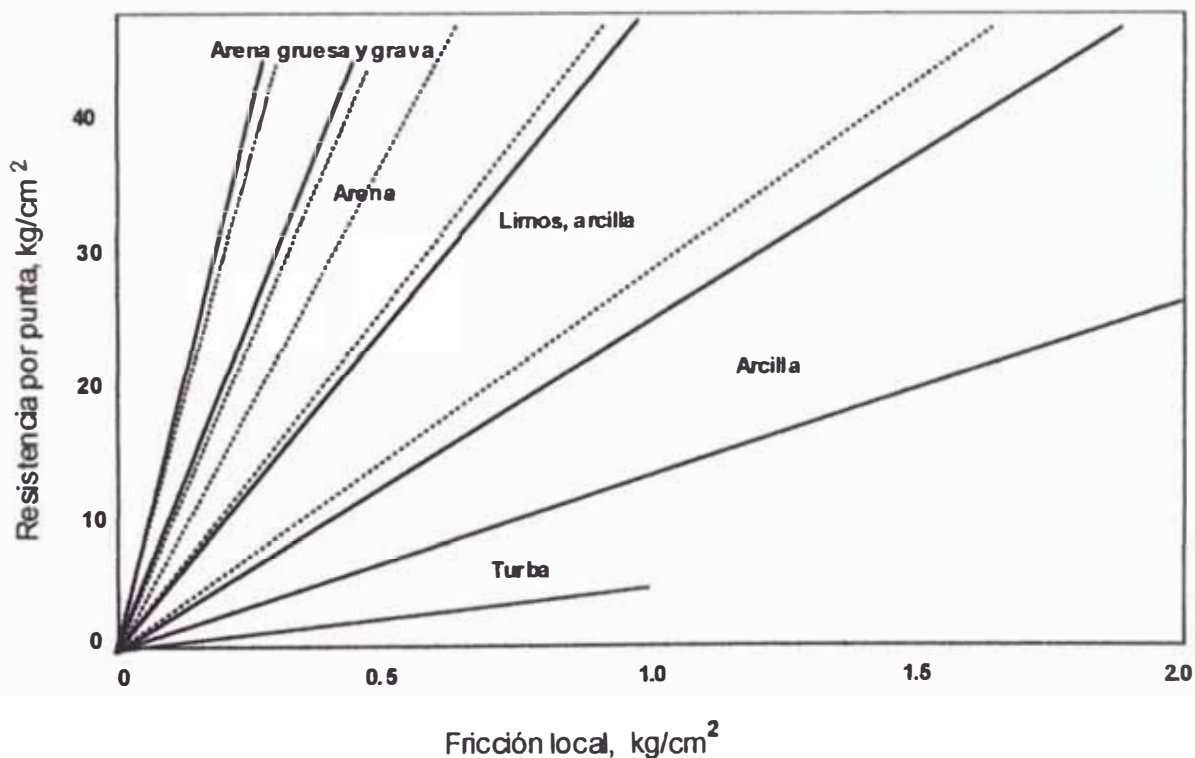


Figura N° 2.3: Clasificación de suelos con datos de ensayos (Sanglerat, G. 1972)



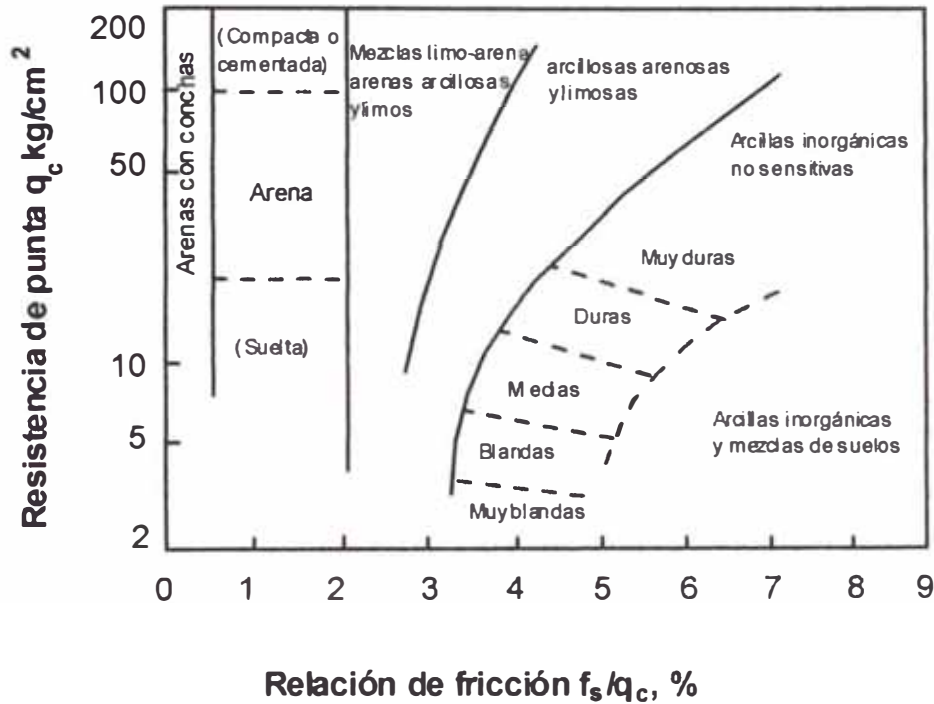


Figura N°2.4: Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1977)

### 2.1.5.1 Ángulo de fricción interna

Se han elaborado teorías y métodos que permiten deducir el valor del ángulo de fricción interna de los suelos no cohesivos ( $\phi$ ), considerando que la velocidad de hincado del cono es suficientemente lenta para que la presión de poro se disipe significativamente, y que por ello se trate de una prueba en condiciones drenadas.

Las teorías que se utilizan con más frecuencia son las que siguen:

- Teoría de Beer, predice valores muy bajos del ángulo  $\phi$ , habiendo caído en desuso.
- Teoría desarrollada por Mitchell y Durgunoglu, considera la influencia de la rugosidad del cono, sobrepresión y valor de  $K_0$ . Los valores de  $\phi$  que predice son semejantes a los obtenidos en pruebas triaxiales drenadas.

- Los métodos empíricos de Meyerhof y de Schmertmann, que también predicen valores semejantes a los definidos en pruebas triaxiales drenadas.
- Teoría de Holden, que involucra el fracturamiento de partículas de arena.

Se presenta en la Figura N° 2.5 valores del ángulo  $\phi$  obtenidos a partir de fórmulas de capacidad de carga. Estos valores de  $\phi$  muestran diferencias máximas únicamente de  $3^\circ$ .

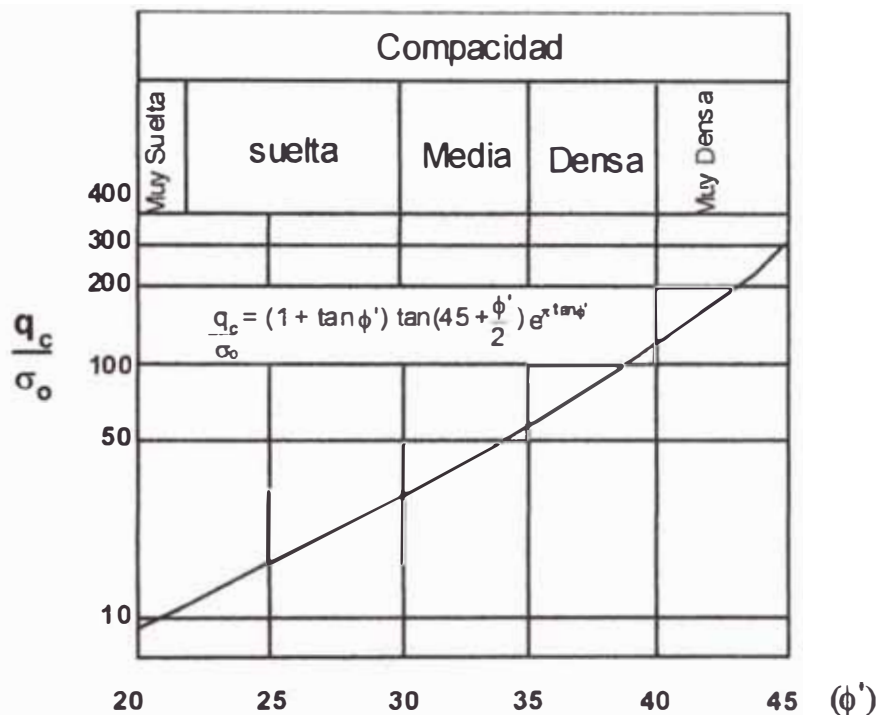


Figura N° 2.5: Correlación de la resistencia de punta y el ángulo  $\phi'$  de arenas

### 2.1.5.2 Resistencia residual

La relación entre la resistencia por punta del cono y la resistencia residual no drenada de arenas limosas establece el factor de relación del cono  $N_c$  según sigue:

$$S_u = \frac{q_c}{N_c} \quad (1)$$

Un valor aproximado de  $N_c$  puede ser evaluado a partir de los datos resumidos en la Figura N° 2.6 (Ishihara et al., 1984). Aunque se observa una considerable dispersión de los datos en esta figura, se considera representativa de un cierto número de depósitos de relave que han fallado por flujo debido a licuación inducida por sismo. En la Figura N° 2.6 se observan líneas rectas que encierran información de valores extremos del factor de

relación del cono,  $N_c$ . Para una línea promedio se puede determinar un posible valor representativo en limos arenosos de  $N_c = 30$ .

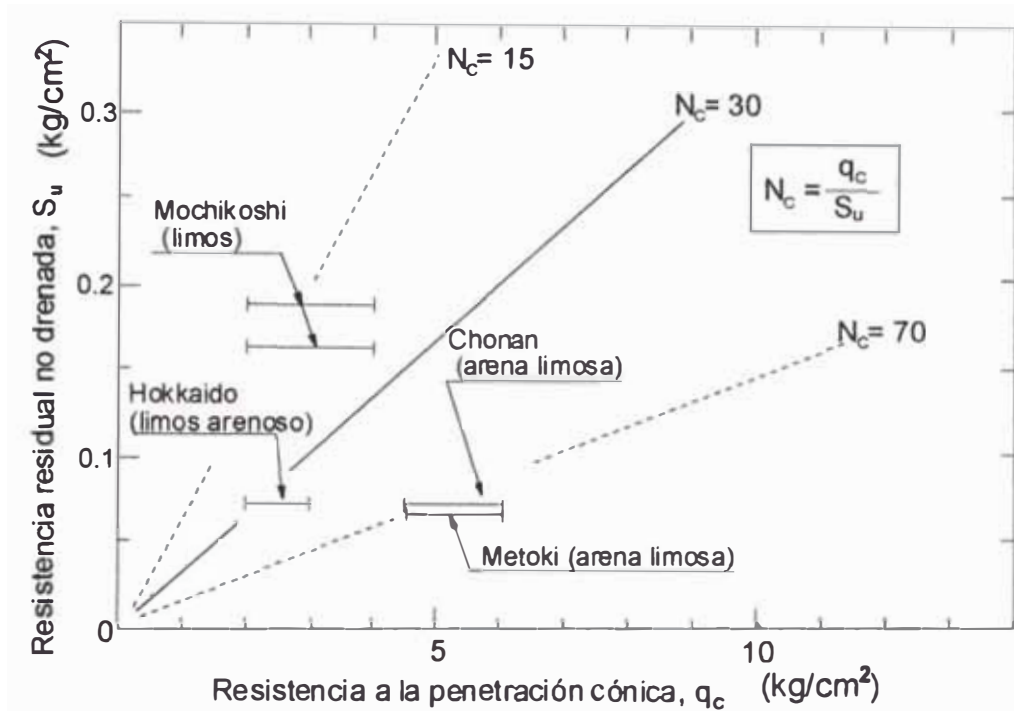


Figura N°2.6: Correlación entre la resistencia residual y la resistencia al cono (Ishihara, 1992)

En lugar de usar la ecuación (1) el factor de relación del cono,  $N_k$ , es frecuentemente definida por:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (2)$$

Donde  $\sigma_v$  es el esfuerzo de sobrecarga total a la altura donde la resistencia del cono es medida. El concepto de utilizar el valor de  $q_c - \sigma_v$ , se basa en la capacidad teórica de soporte de la altura de la cimentación en los suelos cohesivos. Los valores de  $q_c - \sigma_v$  son calculados para cada caso de falla y graficados versus los valores de la resistencia residual no drenada estimada del análisis posterior que se observa en la Figura N° 2.7 (Ishihara et al., 1984). En todos los casos estudiados en la investigación de los autores citados, el deslizamiento de las superficies está localizado a alturas entre 3 y 7 m y valores de esfuerzos de sobrecarga total en rangos entre 0.5 y 1.3 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto, la

influencia de  $\sigma_v$  no es significativa excepto para los casos de algunas presas de relaves donde el valor de  $q_c$  es muy pequeño.

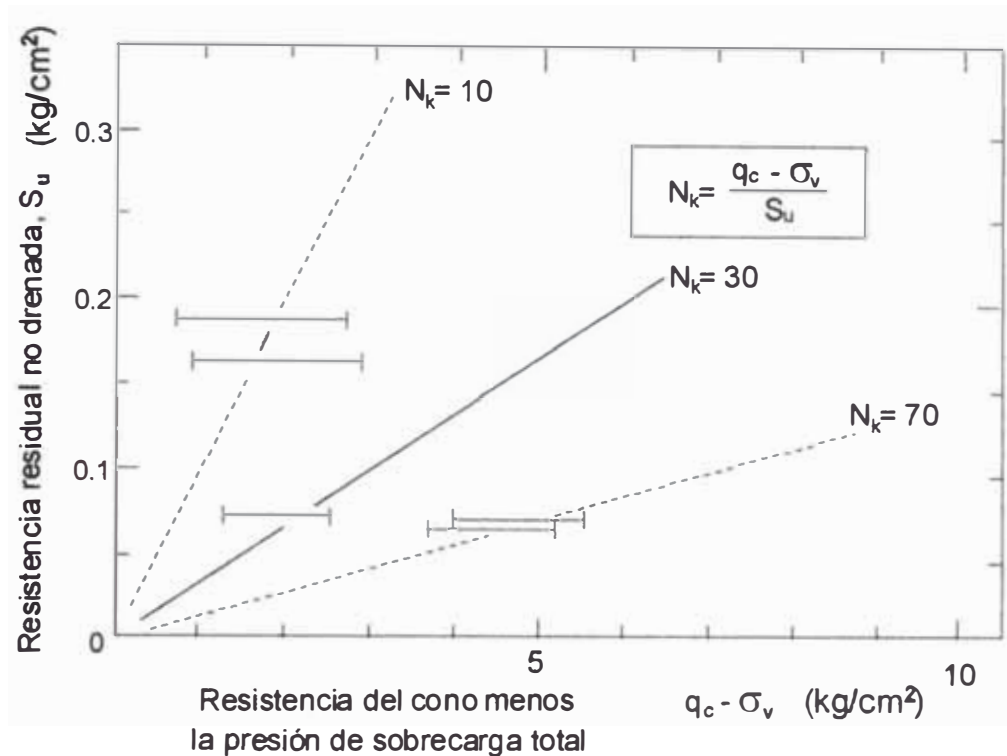


Figura N°2.7: Correlación entre la resistencia residual y la resistencia del cono modificada (Ishihara, 1992)

### 2.1.6 Ensayo de permeabilidad in-situ

Este ensayo permite determinar el coeficiente de permeabilidad de los depósitos de material suelto o no consolidado y obtener información acerca de sus condiciones hidráulicas e hidrogeológicas en los sitios de cimentación.

La prueba consiste en inyectar agua limpia en el terreno situado bajo el nivel de agua, con una sobrecarga de agua pequeña y rigurosamente constante. La medida del gasto y de la sobrecarga permite calcular el coeficiente de permeabilidad con buena aproximación.

En estas condiciones si  $q$  es el gasto y  $\Delta H$  es la sobrecarga aplicada, se tiene:

$$Q = C.K. \Delta H$$

$C$  es el coeficiente en dimensiones de longitud y que caracteriza geoméricamente la prueba.

### **2.1.7 Ensayo de Refracción Sísmica**

El ensayo consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), y algunas veces de las ondas de corte (ondas S), generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo.

Esta información es procesada para obtener una interpretación de la forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo.

En refracción sísmica se acepta como capacidad de detección mínima la de un horizonte con espesor no menor que una cuarta parte de la profundidad a que se encuentra su contacto superior. Este es aceptable como forma general de presentación de la estructura geológica del subsuelo. (Arce, 1990)

## **2.2 INVESTIGACIONES DE LABORATORIO**

Para complementar la investigación de campo, es necesario llevar a cabo ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos en muestras de relave, ya sea en estados inalterados o remoldeados. Estos ensayos se dividen en dos categorías: ensayos estándar y ensayos especiales.

Durante la ejecución de los ensayos especiales de resistencia cortante, es preferible realizar estos ensayos, en especímenes inalterados de relave. Durante la exploración geotécnica, obtener muestras inalteradas en los relaves finos es una tarea que no reviste mayor dificultad, sin embargo, para el caso de relaves gruesos esta tarea es difícil de realizar, sobre todo si éstos se encuentran con alto contenido de humedad o eventualmente saturados, en el caso de relaves operativos.

Cuando el depósito se encuentra inactivo es posible obtener muestras inalteradas representativas de relave grueso, sobre todo cuando alcanza cierta resistencia y presenta poca humedad, o cuando el relave posee algún grado de cohesión por la oxidación a la que se encuentra expuesto en el tiempo.

Si es imposible extraer muestras inalteradas, los ensayos tienen que realizarse en muestras remoldeadas de relave. En este caso se recomienda utilizar un adecuado proceso de remoldeo para lograr reconstituir los especímenes a la densidad in-situ.

A continuación se presenta una relación de los ensayos estándar y especiales, comúnmente utilizados para la caracterización físico-mecánica de los materiales de relave involucrados en los análisis de estabilidad física, así como también de las normas ASTM, las cuales recomiendan los procedimientos de ensayo que deben ser utilizados. La descripción de estos ensayos se encuentra fuera del alcance de la presente investigación.

### 2.2.1 Ensayos estándar

a) Ensayo granulométrico por tamizado	ASTM D-421
b) Ensayo granulométrico por hidrómetro	ASTM D-422
c) Ensayo de límite plástico	ASTM D-424
d) Ensayo de límite líquido	ASTM D-423
e) Ensayo de gravedad específica	ASTM D-854
f) Ensayo de contenido de humedad	ASTM D-2216

### 2.2.2 Ensayos especiales

a) Ensayo de corte directo	ASTM D-3080
b) Ensayo triaxial consolidado-no drenado (CU)	ASTM D-4767
c) Ensayo triaxial consolidado-drenado (CD)	-----
d) Ensayo triaxial cíclico	ASTM D-5311
e) Ensayo de permeabilidad tipo pared flexible	ASTM D-5084

## **CAPITULO 3**

### **CONSIDERACIONES DE SISMICIDAD EN EL ÁREA DEL PROYECTO**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El estudio de sismicidad para la evaluación de la estabilidad física de depósitos de relaves, tiene por finalidad determinar los niveles de la actividad sísmica que se presentan dentro del área de influencia sísmica donde se encuentra ubicado el depósito, y por este medio poder conocer las aceleraciones que podrían presentarse en el lugar a nivel del basamento rocoso. Los valores de estas aceleraciones son utilizados en el análisis de respuesta sísmica y para estimar los coeficientes sísmicos para el análisis pseudo-estático.

#### **3.2 EVALUACIÓN DE LA SISMICIDAD EN LA ZONA DE ESTUDIO**

Para evaluar la sismicidad del área de estudio, se debe determinar el sismo de diseño el cual puede ser evaluado por dos métodos diferentes: el determinístico y el probabilístico. Previamente se deben evaluar las zonas sismotectónicas y las fallas activas.

Los parámetros que hay que tener en cuenta para la evaluación de la sismicidad, son los siguientes:

- Distancia epicentral; es decir la distancia desde el origen del sismo hasta la zona de estudio.
- La magnitud máxima del terremoto o sismo, que afecte la estabilidad del depósito de relaves.
- La duración expresada como un número de ciclos equivalentes promedios.
- La aceleración horizontal máxima.

#### **3.3 CONSIDERACIONES SÍSMICAS**

Finn (1996) indica que un estudio de peligro sísmico establece la exigencia y consideraciones y sísmicas para un depósito de relaves, para lo cual, se establece dos niveles de riesgo: el sismo básico de operación (OBE) y el sismo máximo de diseño

(MDE), siendo el diseño generalmente controlado por este último sismo. En el pasado el MDE se basaba en el sismo máximo creíble MCE, definido como el máximo terremoto que la fuente sismogénica podría ser capaz de producir, generalmente sin especificar la probabilidad de ocurrencia. Este método de análisis de riesgo es con frecuencia determinístico. Se ha experimentado un cambio gradual del MCE, actualmente en California es llamado Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE). Para la selección de estos terremotos se tiene en cuenta, además de los factores usualmente utilizados para el cálculo de la determinación del MCE, la probabilidad de ocurrencia y las consecuencias de la falla, existiendo experiencia limitada de este procedimiento. Actualmente en California el procedimiento tiende a considerar un periodo de retorno aproximadamente de 10,000 años. Niveles similares de probabilidad vienen siendo usados por el US Bureau of Reclamation, para establecer magnitudes y distancias para eventos de diseño de fuentes sismogénicas aleatorias para la evaluación de la seguridad de presas.

El Instituto de Investigación en Ingeniería Sísmica (EERI, 1989), ha presentado procedimientos probabilísticos del análisis de riesgo. Los elementos básicos del estudio de peligro sísmico involucran lo siguiente: la definición de la fuente sismogénica, en términos de fallas y de área de la fuente; el establecimiento de la tasa de ocurrencia para terremotos de varias magnitudes; y la determinación del máximo sismo para cada fuente.

La investigación geológica incluye el reconocimiento aéreo de estructuras geológicas, la evaluación de las características superficiales de las fallas, trincheras atravesando zonas de fallas y la toma de datos del material geológico para establecer la tasa de recurrencia de terremotos los cuales son necesarios para establecer realmente el riesgo sísmico. Existen mayores problemas en las interplacas regionales por la poca frecuencia de ocurrencia de grandes sismos y la casi nula información de movimientos severos. El modelamiento de la fuente y la trayectoria son ahora usados para definir los movimientos del suelo en estas áreas (Boore y Atkinson, 1987; Mc Guire et al., 1988).

El riesgo sísmico en el lugar es generalmente especificado en términos de la máxima aceleración del suelo, espectros de respuesta y utilizando un grupo representativo de movimientos del suelo. Una apropiada evaluación espectral puede ser establecida por leyes de atenuación espectral. El diseño del espectro de respuesta puede también ser realizado a partir de análisis estadísticos de espectros de respuesta derivados de movimientos representativos de suelo.



### **3.4 RIESGO SÍSMICO**

El peligro o riesgo sísmico es la probabilidad de que una aceleración máxima observada, sea menor o igual (que no sea excedida) que ciertas aceleraciones esperadas. Si no se desea considerar algún tipo de riesgo, entonces se deberá optar por la aceleración pico del sismo máximo, sea el determinístico o probabilístico, y la aceleración de operación o diseño, deberá ser un 25% menor que la aceleración máxima que es lo que generalmente se utiliza.

#### **3.4.1 Área de influencia sísmica efectiva para el estudio**

Para la determinación del área de influencia sísmica en la zona de estudio, es necesario considerar el máximo sismo que puede producirse en la región, de tal manera que tomando en cuenta los factores de atenuación, se determine la aceleración máxima correspondiente al área de que se desee estudiar. La fuente básica de datos de intensidades sísmicas es el trabajo de Silgado (1978), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú ha sido presentado por Alva Hurtado et al. (1984), el mismo que es ilustrado en la Figura N° 3.1. La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

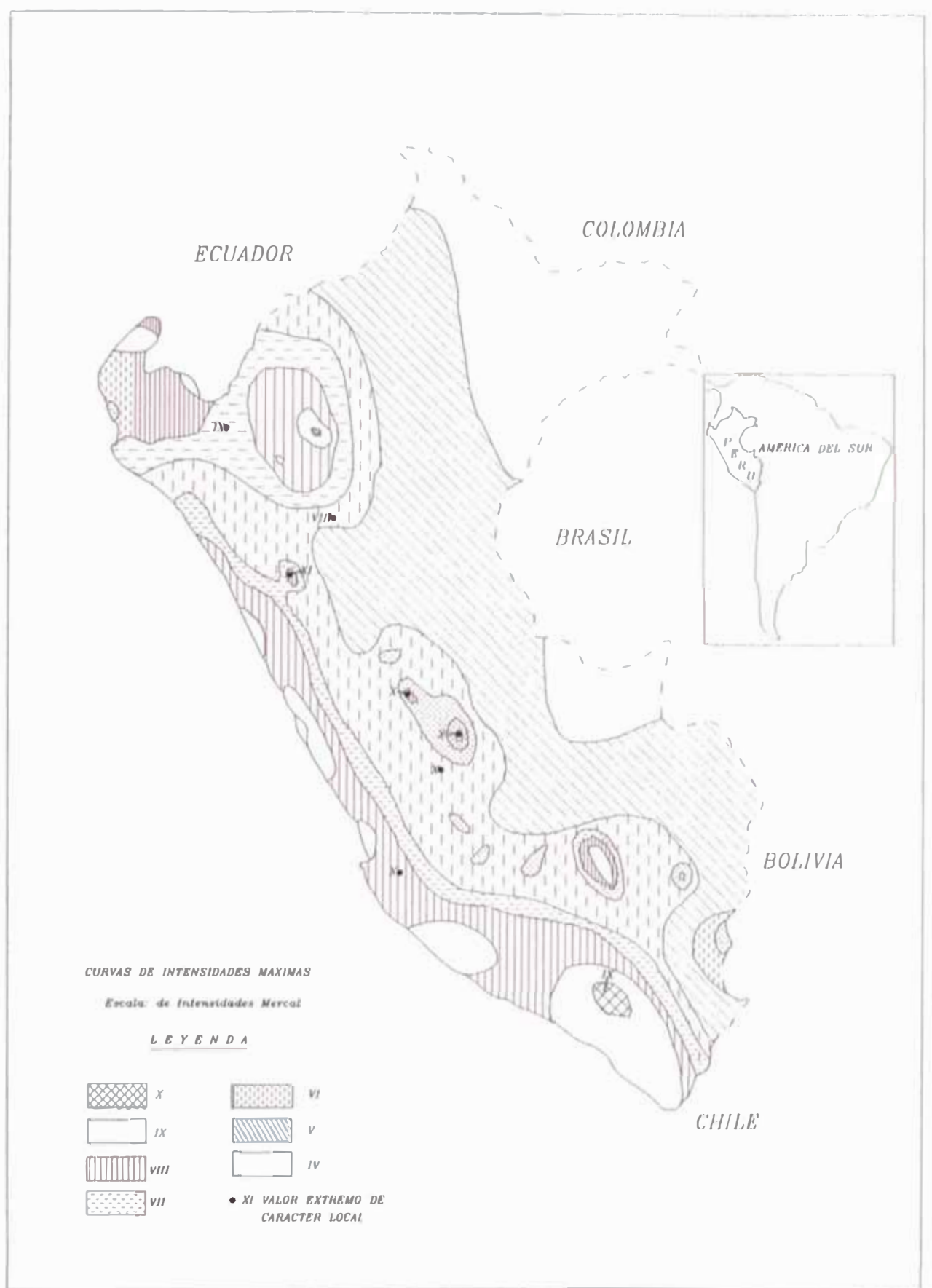


Figura N° 3.1: Distribución de las máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú (Alva et al., 1984)

### **3.4.2 Análisis espacio-temporal de la actividad sísmica**

Este análisis se realiza considerando el tipo y cantidad de información que se encuentra disponible en la actualidad, la cual es de dos tipos: el primero corresponde a la información histórica, dada por las narraciones de los efectos de los sismos ocurridos desde el comienzo de la historia escrita en el país. El segundo tipo de información corresponde al presente siglo y de carácter instrumental.

Antes de efectuar los análisis se debe tener en cuenta la normalización de la magnitud. La magnitud de los sismos es una escala de carácter empírica, establecida para medir de forma sencilla el tamaño de los sismos (Richter, 1958).

### **3.4.3 Análisis sismotectónico**

#### **3.4.3.1 Tectonismo de los Andes Peruanos**

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que hay en la tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico.

Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, como son la Cordillera de los Andes y la fosa oceánica Perú-Chile, están relacionados con la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos de la región, como una consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante más saltante es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al, 1968). Esta teoría postula que la envoltura más superficial de la tierra sólida, llamada Litósfera (100 Km), está dividida en varias placas rígidas que crecen a lo largo de estrechas cadenas meso-oceánicas casi lineales; dichas placas son transportadas en otra envoltura menos rígida, la Astenósfera, y son comprimidas o destruidas en los límites compresionales de interacción, donde la corteza terrestre es comprimida en cadenas montañosas o donde existen fosas marinas (Berrocal et al., 1975).

El mecanismo básico que causa el movimiento de las placas no se conoce, pero se dice que es debido a corrientes de convección o movimientos del manto plástico y caliente de la tierra y también a los efectos gravitacionales y de rotación de la tierra.

Los límites o bordes de las placas raramente coinciden con los márgenes continentales, pudiendo ser de tres tipos:

- 1) Según cordilleras axiales, donde las placas divergen una de otra y en donde se genera un nuevo suelo oceánico.
- 2) Según fallas de transformación a lo largo de las cuales las placas se deslizan una respecto a la otra.
- 3) Según zonas de subducción, en donde las placas convergen y una de ellas se sumerge bajo el borde delantero de la suprayacente.

Se ha observado que la mayor parte de la actividad tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. El frotamiento mutuo de estas placas es lo que produce los terremotos, por lo que la localización de éstos delimitará los bordes de las mismas.

La margen continental occidental de Sudamérica, donde la Placa Oceánica de Nazca está siendo subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, es uno de los bordes de placa mayores en la tierra.

Como resultado del encuentro de la Placa Sudamericana y la Placa de Nazca y la subducción de esta última, han sido formadas la Cadena Andina y la Fosa Perú-Chile en diferentes etapas evolutivas. La Placa de Nazca se sumerge por debajo de la frontera Perú-Brasil y noroeste de Argentina. La distribución espacial de los hipocentros confirma la subducción de la Placa de Nazca, aún cuando existe controversia debido a la ausencia de actividad sísmica entre los 300 y 500 Km de profundidad (Berrocal et al., 1975).

Algunos trabajos de sismotectónica en Sudamérica han señalado ciertas discontinuidades de carácter regional, que dividen el panorama tectónico de esta región en varias provincias tectónicas. Dichas provincias están separadas por discontinuidades laterales (Berrocal, 1974) o por “zonas de transición” sismotectónicas (Deza y Carbonell, 1978), todas ellas normales a la zona de subducción o formando un ángulo grande con ésta. Estas provincias tectónicas tienen características específicas que influyen en la actividad sísmica que ocurre en cada una de ellas.

Los probables rasgos tectónicos superficiales más importantes en el área de un proyecto son: (Berrocal et al., 1975).

- La Fosa Oceánica Perú-Chile.
- La Dorsal de Nazca.
- La porción hundida de la costa al norte de la Península de Paracas, asociada con un zócalo continental más ancho.
- La cadena de los Andes.
- Las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas.
- Sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobrecurrimientos.

La Dorsal de Nazca tiene una influencia decisiva en la constitución tectónica de la parte occidental, donde se nota un marcado cambio en la continuidad de los otros rasgos tectónicos. En la parte oceánica, la Dorsal de Nazca divide la Fosa Oceánica en la Fosa de Lima y la Fosa de Arica.

La Cadena Andina es el rasgo tectónico más evidente. Su orogénesis es un producto de la interacción de las placas litosféricas, cuyo desarrollo está todavía vigente. La convergencia de la Placa de Nazca y la Sudamericana da como resultado una deformación dentro de la Litósfera continental.

El sistema de fallas subandino, localizado a lo largo del flanco oriental de los Andes, representa la parte más oriental de esta deformación de la Corteza. El contacto de la unidad de deformación Supra-Terciaria con las unidades más antiguas está asociado con este sistema de fallas normales e inversas.

Otro rasgo importante en la unidad Andina lo constituye las deposiciones volcánicas que son antiguas hacia el norte de la zona de transición; y modernas y antiguas hacia el Sur (Deza y Carbonell, 1978).

### **3.4.3.2 Determinación del sismo máximo**

La capacidad de producir un sismo de máxima energía depende de las dimensiones del volumen sismogénico. Shebalin (1971) desarrolló una función semi-empírica que relaciona la máxima magnitud con el espesor del lecho sismoactivo; mientras más grueso sea el lecho sismoactivo, mayor será el sismo máximo que puede ocurrir; por otro lado, si

se conocen los volúmenes sismoactivos, se puede calcular las máximas magnitudes que estos pueden generar; para este fin se efectúa un análisis de distribución espacial de la actividad sísmica en las áreas sismogénicas.

#### 3.4.4 Factor de atenuación

La determinación del Factor de Atenuación de las ondas sísmicas a nivel Regional y local, han constituido siempre un problema en diversas regiones del mundo debido a la falta de datos instrumentales, especialmente acelerográficos.

La atenuación está en función, en general, de la distancia de los lugares donde ocurren los sismos y de las estructuras tectónicas regionales que atraviesan las ondas y las cuales no son iguales para todas las regiones sísmicas, por lo que la aplicación de fórmulas de otras regiones a nuestro territorio, no siempre es adecuado.

Como la mayor elongación de las curvas isosistas es paralela al eje andino, la mayor atenuación de dichas curvas ocurre en la dirección perpendicular a los Andes, mostrando su clara dependencia regional. Por esta circunstancia es que se efectúa la determinación de dos factores de atenuación: uno paralelo a la dirección Andina y el otro transversal a la misma.

Para los sismos de subducción se puede utilizar la ley de atenuación de aceleraciones propuesta por Casaverde y Vargas (1980). Esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos peruanos registrados en Lima y alrededores.

Es notoria la menor atenuación de los sismos peruanos, en comparación con las atenuaciones de sismos en otras partes del mundo. Los sismos fueron registrados en acelerógrafos instalados en el local del Instituto Geológico en la Plaza Habich, el Instituto Geofísico en la Avenida Arequipa, en Zárate, en la casa del Dr. Huaco en las Gardenias y en La Molina. La ley es:

Atenuación de Aceleraciones:

$$a = 68.7 e^{0.8M_s} (R + 25)^{-1.0}$$

donde:

- a = aceleración en cm/seg<sup>2</sup>  
 Ms = magnitud de las ondas superficiales  
 R = distancia hipocentral en km

Es evidente que existe escasez de datos de registros de aceleraciones en el Perú. Los datos que se tienen son de la ciudad de Lima. Sin embargo, debe notarse que existe bastante dispersión en los datos de atenuación de energía sísmica con distancia hipocentral. La Figura N° 3.2 presenta la Ley de Atenuación de Aceleraciones utilizada en conjunción con las fuentes sismogénicas de subducción.

La Figura N° 3.3 presenta la Ley de Atenuación de Aceleraciones utilizada en relación con las fuentes sismogénicas continentales. Para las fuentes continentales superficiales, llamadas F8, F9, F11 y F12 en el estudio de Castillo y Alva (1993), se puede utilizar la ley de atenuación de aceleraciones propuesta por R. McGuire (1974). Esta ley de atenuación fue deducida para la costa Oeste de los Estados Unidos, estando asociada a fallas continentales y su expresión es:

Atenuación de Aceleraciones

$$a = 472 \times 10^{0.28M_s} (R+25)^{-1.3}$$

que expresada en forma logarítmica resulta:

$$\ln a = 6.156 + 0.64M_s - 1.30 \ln (R+25)$$

donde:

- a = aceleración en cm/seg<sup>2</sup>  
 M<sub>s</sub> = magnitud de las ondas superficiales  
 R = distancia hipocentral en km

#### 3.4.5 Análisis de la frecuencia sísmica

El análisis del riesgo sísmico es ejecutado generalmente sobre la base de una cantidad de información abundante de datos con parámetros homogéneos, tales como la magnitud, la

intensidad o la aceleración, dependiendo de la disponibilidad de la información. Mientras los datos de intensidad y aceleración, son más utilizados en la ingeniería, la magnitud es un tanto más generalizada, porque esta solo circunscrita, a la energía del sismo; sin embargo existe una relación, que es tomada como ley, sobre la frecuencia vs la magnitud de los sismos (Richter 1958). La relación tiene la siguiente expresión:

$$\text{Log } N = a + b mb$$

Donde N es el número de sismos anual o global; “a” es el coeficiente de sismicidad que varía con el tiempo y con las dimensiones de las áreas o volúmenes; y “b” es el factor tectónico, decisivo en el régimen sísmico.

### 3.4.6 Aceleraciones para el sismo de diseño o de operación

Para determinar el sismo de diseño, se pueden considerar dos opciones: la primera es tomando en cuenta el tiempo de vida útil de las obras proyectadas; por lo tanto el sismo de diseño será el sismo probabilístico que corresponda al tiempo de vida útil.

### 3.4.7 Determinación del peligro sísmico

El peligro sísmico del área del Proyecto se puede determinar utilizando la metodología e información pertinente disponibles en la literatura. Una de las opciones es el empleo del Programa de Cómputo RISK desarrollado por R. Mc Guire (1976) con datos de la ley de atenuación de Casaverde y Vargas (1980) para los sismos de subducción y de McGuire (1974) para los sismos continentales. Las fuentes sismogénicas y los parámetros de recurrencia se encuentran definidos en el estudio de Castillo y Alva (1993).

El peligro sísmico se puede determinar por medio de la probabilidad de ocurrencia de un sismo cuya aceleración máxima sea igual o mayor que ciertos valores esperados. También se podrían determinar probabilísticamente las velocidades, los desplazamientos o las intensidades esperadas, utilizando los parámetros de Casaverde y Vargas (1980), que presentan atenuaciones en función de dichos parámetros.

Como ejemplo de la evaluación del peligro sísmico, se presenta en la Tabla N° 3.1, los valores de aceleración máxima calculadas para cada periodo de retorno considerado, para una ubicación específica en coordenadas geográficas, correspondiente a una posible ubicación de un depósito de relaves. Es importante indicar que según las disposiciones de



medio ambiente publicadas en la Resolución Directoral N° 19-97-EM/DGAA se deben considerar periodos de retorno de 150 años para depósitos de relaves operativos y 500 años para depósitos inactivos.

**Tabla N° 3.1**  
**Aceleraciones máximas esperadas (% g)**

<b>Lugar</b>	<b>Periodos de Retorno (años)</b>						
	30	50	100	200	400	500	1000
77.43°, 8.06°	0.15	0.17	0.20	0.24	0.28	0.30	0.35

# **CAPITULO 4**

## **ASPECTOS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO**

### **4.1 INFORMACIÓN BÁSICA**

La información de carácter básico la constituyen los planos regionales, los cuales están basados en las cartas publicadas por el Instituto Geográfico Nacional (IGN); además de la geología del lugar, que se encuentra en las publicaciones realizadas por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

Para la evaluación hidrológica es necesario utilizar los datos que correspondan a la localidad en donde se ubica el proyecto, es decir se necesita conocer la medición de los siguientes datos: temperaturas, presión, velocidad de viento y precipitaciones. Asimismo, es necesario realizar una descripción general de la cuenca a la que pertenece el proyecto, teniendo una información básica en el ámbito regional y local, es decir contar con su ubicación, altitud, extensión, máximas avenidas, etc.

### **4.2 PERIODO DE RECURRENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS**

El período de recurrencia o período de retorno de un determinado fenómeno es el tiempo promedio durante el cual dicho fenómeno puede presentarse.

En nuestro país estadísticas de este tipo son reducidas para zonas particulares, este tipo de información es inexistente. Pero de acuerdo a necesidades de las obras los períodos de recurrencia son conocidos; así para obras de desvío se estipula 10 a 20 años de acuerdo a su naturaleza, para el diseño de puentes se opta por 50 a 100 años.

La autoridad del sector Energía y Minas en su Resolución Directoral N° 224-97 EM/DGM del 17.06.97 obliga a calcular las avenidas para un depósito en abandono para un período de retorno de 500 años.

### 4.3 CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA

El cálculo se puede realizar en dos partes, la primera para el cálculo de la escorrentía normal y la segunda para la escorrentía máxima. Para la primera parte si no existe información se puede recurrir a varios métodos indirectos que nos permite calcular la escorrentía media anual  $Q_m$ .

La precipitación anual promedio de la cuenca se define a partir de la confluencia de los ríos en la zona de estudio. Los análisis que se tienen de precipitaciones nos indican que estas varían con la altitud.

La distribución de precipitaciones se calcula sobre la base de la hidrología regional, con lo que se puede tener inconvenientes son con las bajas temperaturas, que afectan la recepción de las precipitaciones así como la retención en la cuenca en forma de nevados permanentes.

### 4.4 MÁXIMAS AVENIDAS

Las avenidas se calcularán usando información de la precipitación. En particular se podrá utilizar la información de la precipitación de alguna estación cercana. Con lo que se tendrá la estadística de máximas precipitaciones en 24 horas. A esta muestra se le estudia mediante diferentes distribuciones de probabilidad, buscando la curva que mejor le ajuste.

Es necesario además considerar que la precipitación que se analice es la que ocurre en un punto de la tierra coincidente con la ubicación de la estación, es necesario darle un carácter de área, pero ésta es tan pequeña que la corrección es casi la unidad. Asimismo, las lecturas de lluvia son discretas por tratarse de un pluviómetro, en el mejor de los casos 3 veces por día y en la peor situación 1 lectura por día. De acuerdo a Linsley (Hidrología para Ingenieros) se debe considerar la siguiente tabla:

**Tabla N° 4.1**  
**Relación entre precipitación máxima verdadera**  
**y precipitación en intervalos fijos**

<b>Número de intervalos</b>	<b>Relación Observación</b>
1	1,13
2	1,04
3-4	1,03
5-8	1,02
9-24	1,01

A partir de esta tabla se asume una relación y, por lo tanto, tendremos las precipitaciones máximas según su periodo de retorno.

A partir de esta conclusión se puede calcular la intensidad de lluvia, para lo cual se puede usar la distribución dada por el método del U.S. Soil Conservation Service (SCS), empleando usualmente la curva correspondiente a lluvias frontales. En tal condición se tiene la expresión matemática:

$$I = \frac{0,280049}{t^{0.59934}}$$

donde:

- I – intensidad como porcentaje de la lluvia máxima en 24 horas
- t – tiempo de concentración, en horas

Para los cálculos del tiempo de concentración se usarán las fórmulas de Kirpich y U.S Corps of Engineers:

$$t_c = 3.9756 \left( \frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

donde:

- $t_c$  = tiempo de concentración, en horas  
 $L$  = longitud del curso más largo, en km  
 $J$  = pendiente del curso

De esta manera se obtiene los resultados del tiempo de concentración y, por lo tanto, el valor de la intensidad en porcentaje.

El Método Racional, por su sencillez es el más apropiado para tratar con pequeñas cuencas. La expresión es:

$$Q_{\text{maz}} = 0.278 CIA$$

donde:

- $Q_{\text{max}}$  = caudal máximo para un Período de Retorno dado, en  $\text{m}^3/\text{s}$   
 $C$  = coeficiente  
 $I$  = intensidad de lluvia, en  $\text{mm}/\text{h}$   
 $A$  = área de la cuenca, en  $\text{km}^2$

#### 4.5 BALANCE DE AGUAS

La ecuación del balance o equilibrio de aguas es:

$$\Delta V = V_i + V_p - V_e - V_f - V_{\text{int}}$$

donde:

- $\Delta V$  = incremento de volumen en el embalse, en  $\text{m}^3$   
 $V_i$  = volumen de ingreso, en  $\text{m}^3$   
 $V_p$  = volumen de precipitación en el embalse, en  $\text{m}^3$   
 $V_e$  = volumen de evaporación, en  $\text{m}^3$   
 $V_f$  = volumen de filtración, en  $\text{m}^3$   
 $V_{\text{int}}$  = volumen retenido en vacíos del relave

Según el área del espejo de agua que se encuentre, se puede considerar para la evaporación los 2/3, debido a que el agua tiende a ocupar el área aguas arriba y el relave se acumula en el lugar donde es depositado.

La filtración se hallará mediante la ecuación de Darcy:

$$Q_F = K i A$$

donde:

- $Q_F$  – caudal de filtración, en  $m^3/s$
- $K$  – permeabilidad, en  $m/s$
- $I$  – gradiente hidráulico = 1
- $A$  – área normal al flujo, en  $m^2$

En este caso se considera toda el área por ser área húmeda. De esta manera se tendrá el valor de la filtración expresado en  $m^3/mes$ .

Debemos considerar la información que se proporciona sobre el volumen que acompaña al relave y que es depositado en la poza que se añade al rendimiento de su cuenca tributaria; obteniéndose el caudal total del mes.

Respecto al agua retenida en los vacíos, si no se tuviera información para su cálculo se puede asumir que es igual al 1% de lo que ingresa diariamente.

#### 4.6 BORDE LIBRE

El borde libre se estima para las condiciones en las cuales la avenida máxima en 500 años pueda presentarse. El hidrograma de la avenida cuenta con pico máximo, es posible ser construido usando los hidrogramas adimensionales de SCS, permitiéndonos calcular el volumen. Si este volumen se laminará en toda el área, se tendría un cierto tirante. Sin embargo, el proceso de laminación o tránsito dará un valor menor de tirante, por lo que se estima una sobre elevación que sea suficiente para este fin.

## 4.7 ESTRUCTURAS DE DERIVACIÓN

El estudio de la estabilidad física de un depósito de relaves debe tomar en cuenta las estructuras de derivación que sean necesarias, entre las cuales podemos enumerar las siguientes:

**Canal Central**, tiene por finalidad desviar el curso del agua, evacuar las aguas de decantación de los depósitos de relaves y las aguas de lluvia que caen directamente sobre la superficie de la poza. (Foto N°1).

**Canal Quena**, tiene la función de evacuar las aguas decantadas de la poza de relaves, así como las aguas de lluvia que caen directamente sobre dicha poza. Este canal se va cerrando a medida que el espejo de agua crece, aguas arriba del dique. (Foto N°2).

**Canales Laterales**, tiene la función de captar las aguas subterráneas que llegan abajo del fondo de la poza y conducir las hacia el canal central para su evacuación fuera de la cancha.

**Aliviaderos**, están conformados por una estructura de concreto, que permite regular, trabajando sólo o conjuntamente con el canal de conexión, la altura máxima de almacenamiento de alguna fuente de agua como por ejemplo una laguna. Las aguas evacuadas por este aliviadero, se conectan, a través del curso normal de la quebrada, con el Canal Central.

## 4.8 INSTRUMENTAL METEOROLÓGICO

El instrumental meteorológico con el que debe contar una unidad minera, debería estar constituido por lo siguiente:

- Un colector de lluvia
- Un sensor externo de temperatura
- Un sensor de humedad industrial
- Un anemómetro
- Un par de modems de contraenlace
- Un control de alarma en puntos máximos y mínimos
- Un medidor de hora y fecha

- Accesorios y software de estación meteorológica actualizada a versión Weathering 4.2

Parámetros de medición:

- Temperatura externa en grados centígrados
- Sensación de frío
- Temperatura externa máxima en grados centígrados
- Temperatura externa mínima en grados centígrados
- Humedad externa en %
- Punto de rocío en grados
- Velocidad del viento en Km/h
- Dirección del viento (Rosa Náutica)
- Precipitación pluvial en mm
- Presión barométrica en pulgadas de Hg.
- Temperatura índice de humedad
- Temperatura interna
- Humedad interna
- Periodos de tiempo

También se puede tener la siguiente información, si se dispone de una estación meteorológica tipo WIZZARD III, modelo 7425:

- Velocidad del viento en Km/h
- Dirección del viento (Rosa Náutica)
- Valor máxima de velocidad del viento en Km/h
- Temperatura interna en grados centígrados
- Temperatura externa en grados centígrados
- Valores máximos y mínimos de temperatura
- Enfriamiento por viento en grados centígrados
- Precipitación pluvial en mm
- Periodos de control (tiempo)

De esta manera contaremos con los medios para tener información propia, los métodos indirectos por su naturaleza pueden llevar implícito un error por defecto o exceso. Por lo tanto, siempre es necesario un patio meteorológico mínimo ubicado en el campamento de la mina, el cual debe ser implementado cada cierto periodo.



# CAPITULO 5

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

### 5.1 INTRODUCCIÓN

En el siguiente capítulo se presenta un procedimiento de análisis de estabilidad de un depósito de relaves, siguiendo los conceptos ya conocidos para presas de tierra. Para el análisis de estabilidad es necesario conocer las características de los relaves y tener presente los diferentes métodos de construcción existentes.

### 5.2 CARÁCTERÍSTICAS DE RESISTENCIA DE MATERIALES DE RELAVE

El comportamiento dinámico de las arenas de relaves depende de la tendencia del material a dilatarse o comprimirse durante el corte. Si el suelo saturado se deforma en condiciones no drenadas, permite el desarrollo de presión poros, siendo ésta negativa si el suelo es de comportamiento dilatante y positiva si el suelo es de comportamiento contractivo.

En las Figuras N° 5.1 y 5.2 se presentan curvas de esfuerzo-deformación y presión de poros-deformación de arenas de relaves, determinadas a partir de ensayos triaxiales no drenados. En estas figuras se puede observar que a la misma presión de confinamiento efectiva ( $\sigma_c' = 1.01 \text{ kg/cm}^2$ ), relaves con la misma densidad relativa pero con diferente contenido de finos, presentan un comportamiento distinto. En general, se sabe que las arenas limosas presentan tendencia a la contracción, por lo tanto desarrollan altos incrementos de presión de poros, lo cual puede llevar eventualmente a la licuación, mientras que las arenas limpias presentan, por el contrario, tendencia a la dilatación.

Debido a que el contenido de finos es de tal importancia en el comportamiento mecánico de las arenas de relaves, se debería esperar una gran influencia de este parámetro en el comportamiento dinámico de tales materiales. En el caso particular del potencial de licuación, éste debe ser verificado con los resultados de ensayos triaxiales cíclicos, como

los ilustrados en la Figura N° 5.3. Estos resultados indican que la arena limosa con 15% de finos presenta la mitad de la resistencia cíclica comparada con la arena limpia.

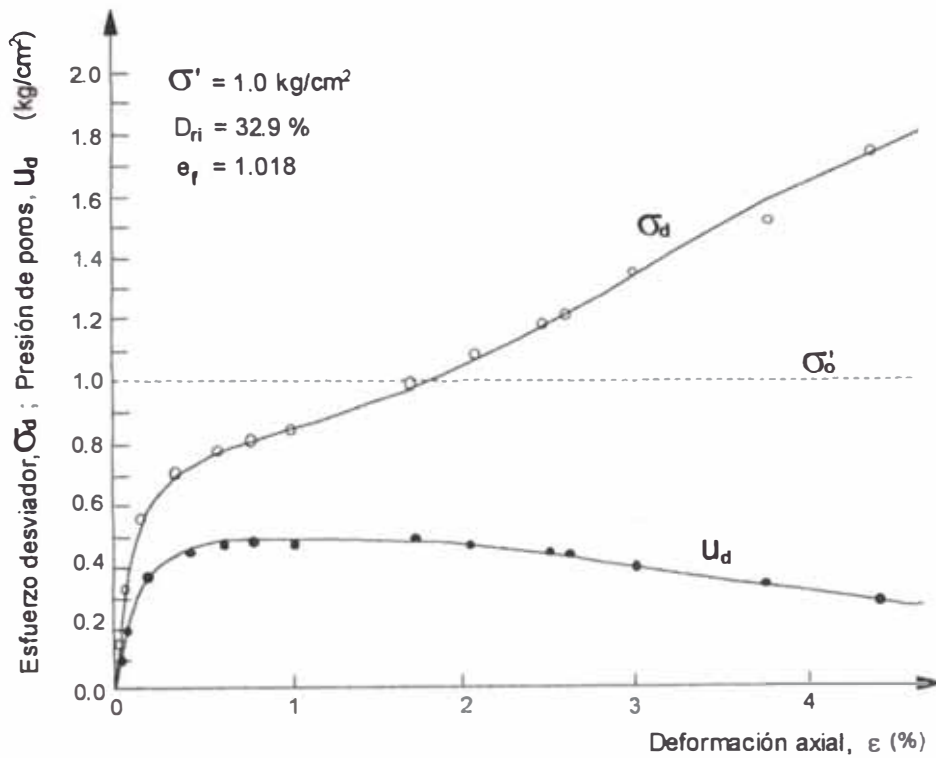


Figura N° 5.1: Curva esfuerzo-deformación para relaves con 0% de finos

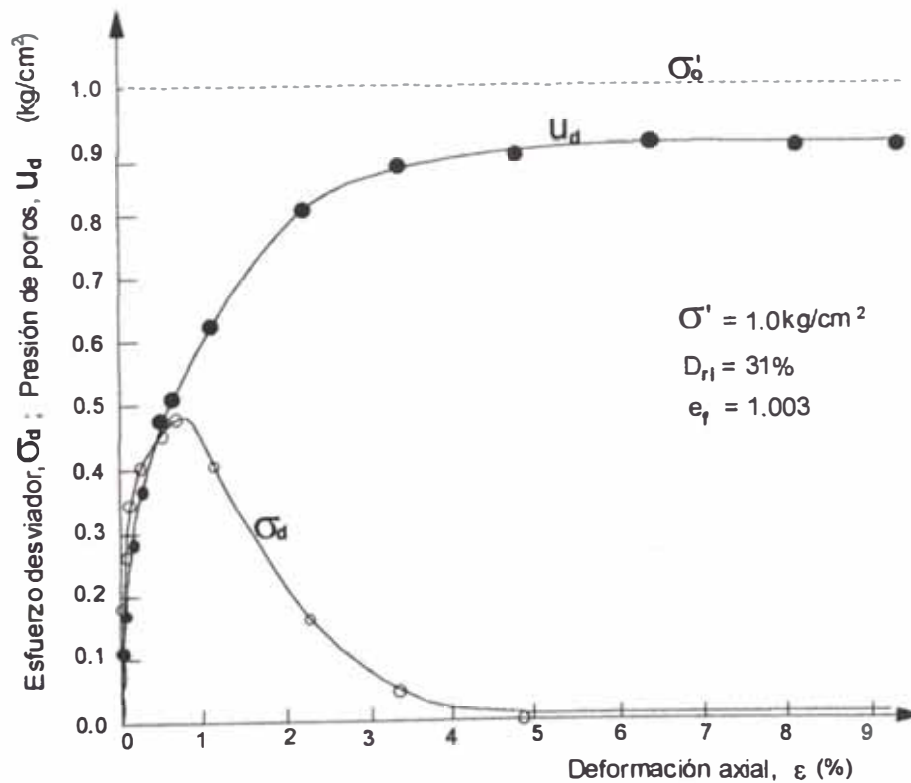


Figura N° 5.2: Curva esfuerzo-deformación para relaves con 15% de finos

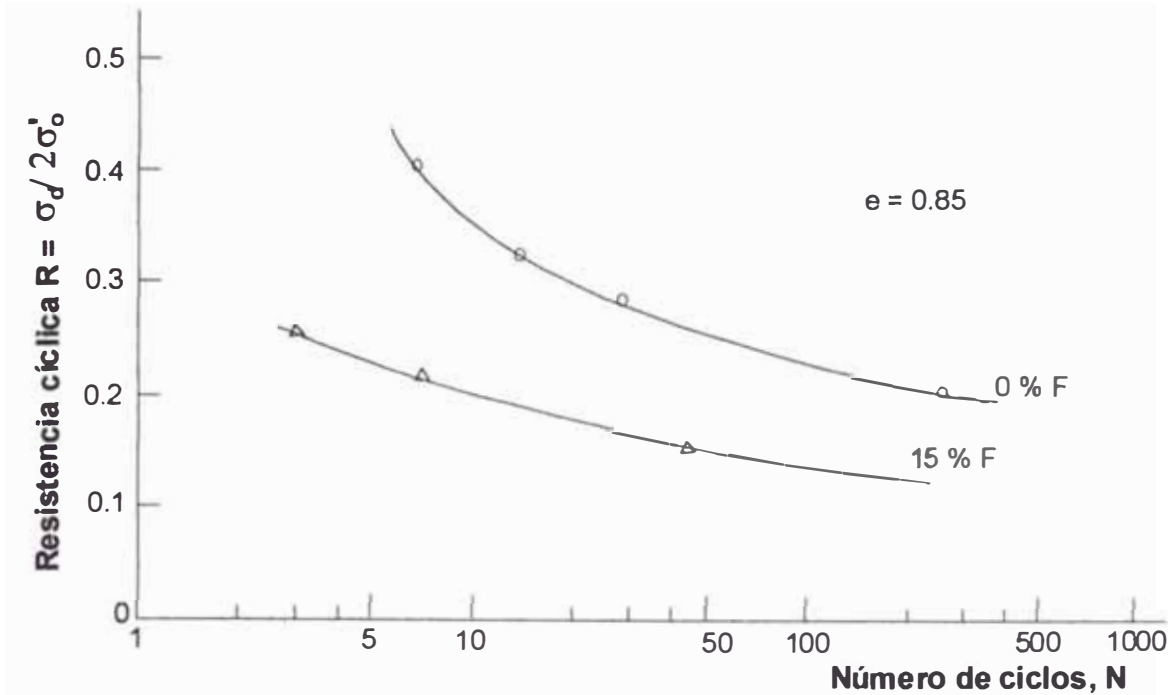


Figura N° 5.3: Resistencia cíclica de relaves con diferente contenido de finos

### 5.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y SEUDO-ESTÁTICO

#### 5.3.1 Metodología del análisis de estabilidad

Los actuales métodos utilizados de análisis de estabilidad de presas de tierra, que utilizan criterios de equilibrio límite, en general, se basan en la resistencia al deslizamiento de los taludes, tomando en cuenta ciertas teorías e hipótesis con relación al mecanismo de falla, condiciones estáticas de equilibrio, etc. El método de Bishop Simplificado, es uno de los procedimientos más utilizados en la práctica, porque proporciona valores del factor de seguridad muy próximos de aquellos obtenidos utilizando métodos rigurosos. Este método considera un problema de deformación plana en el cual, la superficie de falla es circular y dividida en una cantidad de dovelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes. El factor de seguridad al deslizamiento está definido como:

$$F.S. = \frac{\sum [\bar{c} b + (W_i - u_i b) \text{tg}\bar{\phi}]}{\sum W_i \text{Sen } \alpha_i} \times \frac{1}{m_\alpha} \quad (1)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i [1 + (\text{tg}\alpha_i \text{tg}\bar{\phi} / FS)] \quad (2)$$

donde:

F.S. = factor de seguridad

$\bar{c}$  = cohesión del suelo

$\bar{\phi}$  = ángulo de fricción interna

b = ancho de dovela

$W_i$  = peso total de dovela

$u_i$  = presión de poros

$\alpha_i$  = ángulo de la dovela con la horizontal

Esta ecuación no lineal se resuelve por iteraciones hasta alcanzar la convergencia en el cálculo del factor de seguridad.

Por otro lado, el análisis por equilibrio límite considera a las fuerzas dinámicas producidas por un evento sísmico, como fuerzas estáticas equivalentes. Así, en el análisis de la estabilidad el efecto sísmico es tomado en cuenta considerando que la fuerza de inercia y la presión de poros inducidas por estas fuerzas sísmicas son remplazadas en el análisis por una fuerza horizontal estática que es proporcional al peso de cada dovela.

$$F_i = K W_i \quad (3)$$

donde K es el coeficiente sísmico. Este procedimiento es conocido como el método de análisis de estabilidad pseudo-estático.

### 5.3.2 Coeficiente sísmico

Para obtener el valor del coeficiente se asume que la presa se comportará como un cuerpo rígido, por lo que debido al sismo se producen aceleraciones uniformes e iguales en cualquier sección horizontal de la presa además de ser iguales a la aceleración máxima del terreno. Sin embargo, se debe tener en consideración lo siguiente:

- a) Una presa se comportará como un cuerpo rígido solo cuando es pequeña y está ubicada en quebradas estrechas.
- b) La aceleración máxima en una presa solo se desarrolla durante un periodo corto, por lo que la deformación también es pequeña.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que el valor del coeficiente sísmico depende entre otros factores, de la sismicidad de la zona, condiciones de la cimentación, periodo fundamental del depósito e importancia de la obra. En la Figura N° 5.4 se presenta la zonificación del Coeficiente Sísmico para Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al., 1988). Se puede observar que para presas de tierra, el coeficiente sísmico varía entre 0.15 - 0.25 en la zona I, de 0.10 - 0.15 en la zona II y finalmente de 0.05 - 0.10 en la zona III. Estos valores podrían representar rangos adecuados en el análisis de estabilidad pseudo-estático de depósitos de relaves.

### 5.3.3 Factores de seguridad mínimos

Podemos considerar que una presa de relaves es una estructura cuyo comportamiento es similar al de una presa de tierra para almacenamiento de agua, por lo que se puede concluir que los factores de seguridad mínimos para el caso de presas de tierra presentados en la Tabla N° 5.1, propuestos por el US Corps of Engineers, pueden servir como parámetros comparativos para la evaluación del comportamiento estático y pseudo-estático de los taludes de depósitos de relaves.

**Tabla N° 5.1**  
**Factores de seguridad mínimos para análisis de estabilidad en presas de tierra**

<b>Condición</b>	<b>Talud Aguas Arriba</b>	<b>Talud Aguas Abajo</b>
I) Al final de la construcción Para presas de más de 15 m	1.3 1.4	1.3 1.4
II) Estado de infiltración constante	--	1.5
III) Desembalse rápido	1.5	--
IV) Sismo Solo condiciones I y II	1.0	1.0

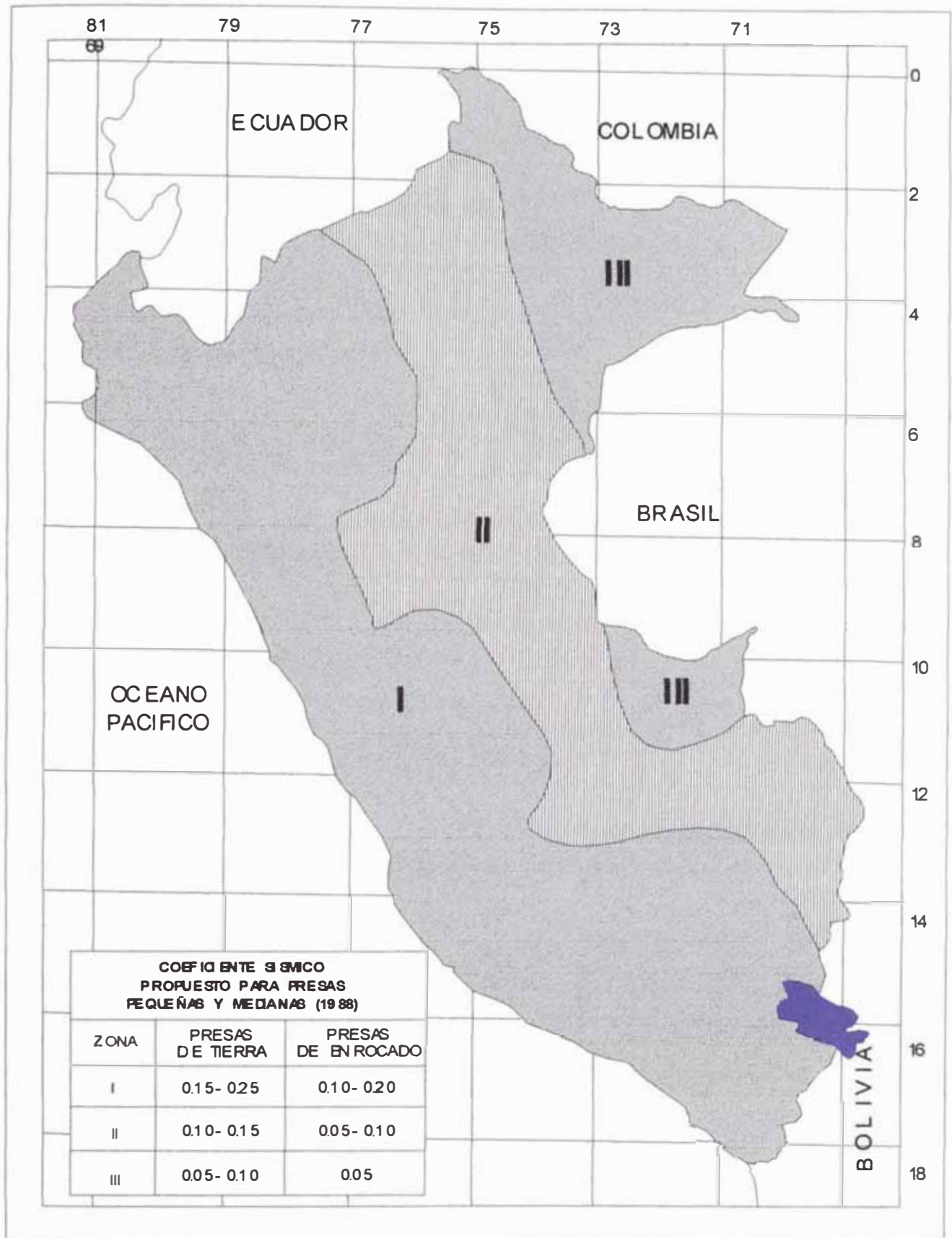


Figura N° 5.4: Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988)

## **5.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POST-SISMO**

### **5.4.1 Generalidades del análisis**

#### **5.4.1.1 Comportamiento sísmico**

El comportamiento sísmico de un depósito de relaves depende principalmente del grado de compactación y porcentaje de finos, los cuales son parámetros variables pero que pueden ser controlados ya sea durante el proceso de cicloneo o durante la construcción de la presa de relaves, además del esfuerzo de confinamiento que es función de la profundidad y localización dentro de la presa.

La solución más económica para el embalse de relaves y para la construcción de la presa se basa generalmente en la construcción del relleno hidráulico. Sin embargo la típica estructura de relleno hidráulico en depósitos construidos con el sistema aguas arriba, presenta un comportamiento no satisfactorio bajo cargas sísmicas, con resultados de inestabilidad en la zona del talud del dique de retención y fallas por licuación del dique y del embalse de finos.

Para mejorar la resistencia a las cargas sísmicas los depósitos de relaves actuales son del tipo aguas abajo o línea central con pendientes suaves en los taludes, diques de contención compactados y bajo contenido de limos en la arena. Tales soluciones son positivas en el sentido de que reducen la relación de esfuerzos de corte e incrementan la resistencia cíclica. Además, los diseños actuales consideran sistemas de drenaje para la reducción de la región saturada y por consiguiente la disminución de zonas con riesgo de licuación. Sin embargo, cada una de estas medidas implica una inversión, que puede convertirse en una carga pesada para el costo operacional de la mina. Por lo tanto, hay una necesidad de optimizar el diseño de presas de relaves tomando en cuenta las consideraciones disponibles de los materiales de relaves y en conformidad a las especificaciones de los requerimientos para su construcción.

#### **5.4.1.2 Estabilidad dinámica**

La estabilidad dinámica de un depósito de relaves está referida a la capacidad del mismo para soportar las sollicitaciones dinámicas debido al terremoto, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del mismo, pudiendo ocurrir algunas

deformaciones debido a la pérdida parcial de resistencia como consecuencia del incremento de la presión de poros.

Para el caso de depósitos de relaves cuyos diques o presas están constituidas de enrocados, rellenos cohesivos o arenas densas bien compactadas, materiales que experimentarán pequeña pérdida de resistencia durante un terremoto, el análisis de estabilidad pseudo-estático proporcionará una adecuada evaluación de su estabilidad dinámica (Seed, 1979). Análisis de deformaciones utilizando el método de Newmark o similar (Newmark, 1967; Makdisi y Seed, 1978), puede proporcionar una estimación adicional de las deformaciones permanentes inducidas por el sismo.

Para la evaluación de la estabilidad sísmica de depósitos de relaves en materiales arenosos medianamente compactos, existentes en el mismo depósito o en la cimentación, la elección del método de análisis y la interpretación de los resultados obtenidos requieren atención especial. Con frecuencia, el análisis es llevado a cabo por etapas, empezando con una evaluación simple, para luego ejecutar un análisis más complejo según lo requiera el caso específico.

En forma simple y concisa Seed y Harder (1990) recomiendan desarrollar los siguientes 10 pasos básicos, para la evaluación del potencial y comportamiento sísmico de presas de tierra en general, este procedimiento puede ser aplicado en el caso de depósitos de relaves:

- 1) Determinar la sección transversal de la presa a ser considerada en el análisis.
- 2) Determinar el máximo o más severo terremoto al cual la presa y su cimentación podrían ser sometidas, expresado en forma de un registro tiempo-historia de excitación en la base.
- 3) Determinar, con mayor exactitud posible, los esfuerzos en el terraplén antes del sismo. Esto puede ser efectuado mediante técnicas de elementos finitos.
- 4) Determinar las propiedades dinámicas de los suelos que conforman la presa y su cimentación, tal como el módulo de corte, amortiguamiento, módulo volumétrico o coeficiente de Poisson, los cuales determinan las características de la respuesta dinámica. Debido a que los materiales presentan características no lineales, también es necesario determinar la variación de las propiedades con la deformación.



- 5) Calcular, usando apropiadamente el procedimiento de análisis dinámico por elementos finitos, las aceleraciones y/o esfuerzos de corte dinámicos inducidos dentro del terraplén y su cimentación. Para quebradas estrechas donde la relación entre la longitud de cresta y la máxima altura de la presa es menor que 3:1, efectos tridimensionales deben ser considerados en el análisis. Un análisis bidimensional de la respuesta dinámica considerando un problema de deformación plana, es suficiente para la mayoría de las geometrías de presas existentes, donde la longitud de la cresta es bastante mayor con relación a la altura del terraplén. El análisis unidimensional en general no es recomendable para el análisis de respuesta dinámica de la presa, sin embargo, se puede obtener resultados suficientemente precisos para algunos casos particulares.
- 6) Identificar los suelos potencialmente licuables que existen en la presa y la cimentación y evaluar su potencial de licuación, es decir las características de desarrollo de presión de poros bajo carga cíclica. En la actualidad, esto puede llevarse a cabo utilizando la información del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), aunque los recientes desarrollos en las correlaciones entre el SPT y el Ensayo de Penetración Cónica (CPT), pueden hacer de este último ensayo una alternativa viable cuando las condiciones del suelo y la geometría del depósito se encuentren bien definidas por medio de sondajes o alguna otra información.
- 7) A partir de los resultados de los pasos 6 y 7, evaluar la probable generación de presión de poros o acumulación de deformación cíclica dentro de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación del potencial para el inicio de licuación de suelos.
- 8) Si la evaluación realizada en el paso 7 establece un potencial de licuación significativo, determinar la resistencia residual no drenada (estado constante) de los suelos licuados. Este parámetro puede ser obtenido a partir de datos del SPT o de las correlaciones existentes entre CPT y SPT. Usando los valores de la resistencia residual, evaluar la estabilidad global de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación de la estabilidad “post-sismo” o “post-inicio” de licuación.
- 9) Si el paso 6 y/o 8 muestran que la presa es segura con relación a una manifestación de importantes movimientos o deformaciones por deslizamientos ya sea al “inicio o post-inicio” de licuación, evaluar la magnitud de las deformaciones totales que probablemente resultaran de las cargas estáticas y dinámicas combinadas, y evaluar su potencial impacto sobre la estabilidad y comportamiento de la presa.

- 10) Utilizar un criterio adecuado en cada uno de los pasos anteriormente indicados guiándose siempre por un conocimiento adecuado de las características típicas del suelo, la esencia del método de elementos finitos y el procedimiento de análisis de respuesta dinámica utilizado. Es importante además conocer detalladamente el comportamiento de la presa en el pasado durante otros terremotos.

#### 5.4.2 Metodología del análisis

Los tipos de falla de depósitos de relaves formados por materiales no cohesivos saturados durante terremotos pueden ser clasificados en dos tipos: el primero cuando ocurre una cantidad limitada de deformaciones permanentes, tales como asentamientos o desplazamientos laterales del orden de algunos metros, y el segundo asociado a un flujo del material que puede darse varias decenas de metros hacia aguas abajo del depósito. En este contexto, la estabilidad dinámica del depósito de relaves está asociada a la eventual ocurrencia de deformaciones limitadas durante un evento sísmico, manteniendo su integridad y funcionamiento después de la ocurrencia del terremoto, por lo tanto, una eventual falla por flujo nunca puede ser admisible en una estructura de esta naturaleza.

El análisis de estabilidad post-sismo se ha llevado a cabo a través del método convencional de equilibrio límite, incorporando el valor de la resistencia residual no drenada, como parámetro de resistencia del material, en aquellos materiales donde el análisis previo del potencial de licuación indica la ocurrencia de este fenómeno para el terremoto de diseño. La resistencia residual ( $S_{ur}$ ) ha sido evaluada a partir de correlaciones empíricas existentes entre este parámetro y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), tal como fue presentado en el capítulo 2.

Los factores de mayor importancia que deben ser considerados para la evaluación de la estabilidad sísmica de presas de relaves son:

- Características del terremoto de diseño
- Propiedades estáticas y dinámicas de los materiales
- Potencial de licuación
- Procedimiento de diseño y construcción
- Métodos de análisis sísmico
- Resistencia residual de materiales licuados
- Potencial de deformación por flujo

- Medidas de remediación

### 5.4.3 Evaluación de esfuerzos estáticos

La primera etapa en el proceso de análisis involucra la evaluación del estado inicial de esfuerzos estáticos dentro de la presa y su cimentación. La determinación de estos esfuerzos es importante por las dos siguientes razones:

- a) El esfuerzo de confinamiento efectivo, puede influenciar significativamente en las características de la respuesta dinámica, así como también en el cálculo del esfuerzo cíclico.
- b) El esfuerzo efectivo vertical de sobrecarga y el esfuerzo de corte estático en un plano horizontal ( $\tau_{hv}$ ), puede ejercer una influencia significativa en la resistencia a la generación de presión de poros o en el “inicio” de la licuación en cualquier punto dentro del depósito.

En un depósito de relaves los esfuerzos estáticos, en general, están influenciados por diversos factores, entre ellos, la secuencia de la construcción del dique y del depósito de relaves, la forma en la que han sido depositados, las condiciones de drenaje, etc. Por lo tanto, el procedimiento analítico para determinar estos esfuerzos debe tomar en cuenta los factores indicados anteriormente.

Los esfuerzos estáticos inducidos durante el proceso de deposición de relaves pueden ser evaluados a partir de técnicas numéricas como el método de elementos finitos, en el cual la secuencia de deposición del relave debe ser modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas. Estos métodos de análisis han sido implementados en programas de cómputo como: FEADAM84 (Duncan et al, 1984), GESSDA (Parra, 1996) y otros. Para el modelamiento del proceso de construcción del depósito, el modelo elástico-lineal proporciona muchas veces una buena aproximación en términos de esfuerzos, mas no así en términos de desplazamientos. Sin embargo, la ejecución de un análisis no lineal es siempre recomendable.

### 5.4.4 Terremoto de diseño

Las aceleraciones máximas probables que inducirán los movimientos sísmicos a nivel del basamento rocoso, deben ser determinadas a partir de las condiciones de sismicidad de la

zona del proyecto. Estos valores se obtienen de un estudio de Peligro Sísmico considerando períodos de retorno correspondientes a 150 y 500 años para depósitos operativos e inactivos respectivamente, tal como lo recomiendan las normas de medio ambiente. El estudio de Peligro Sísmico del Perú (Castillo y Alva, 1993) constituye una buena referencia para la evaluación de las máximas aceleraciones que podrían producirse en diferentes zonas del Perú, considerando una probabilidad de excedencia de 10% y vida útil de 50 y 100 años. En este estudio también se señalan las diferentes fuentes sismogénicas tanto superficiales como profundas que influyen en la determinación probabilística de las máximas aceleraciones y magnitudes.

Por otro lado, estos valores de aceleración máxima son utilizados para normalizar el registro tiempo-historia de aceleraciones durante el análisis de respuesta sísmica.

#### **5.4.5 Análisis de respuesta sísmica**

La determinación de los esfuerzos cortantes máximos inducidos por un movimiento sísmico y que actúan en planos horizontales dentro del depósito de relaves, constituye un factor importante en la evaluación del potencial de licuación de un depósito operativo. Por lo tanto, es necesario evaluar apropiadamente la respuesta del depósito de relaves ante sollicitaciones sísmicas a las que eventualmente podría ser sometido

La evaluación de la respuesta sísmica y las características de amplificación en el depósito, pueden ser realizadas utilizando procedimientos analíticos o técnicas numéricas mediante elementos finitos. El programa SHAKE (Schnabel et al. 1973) evalúa la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas. Este tipo de análisis puede ser utilizado como una aproximación preliminar ya que debido a la naturaleza del depósito y su geometría, el problema es fundamentalmente bidimensional o en algunos casos (valles muy estrechos) tridimensional. Por otro lado, el análisis por elementos finitos de un problema plano puede ser realizado con programas tales como: QUAD4 (Idriss et al., 1973), GESSDA (Parra, 1996). En cualquier caso, es necesario determinar adecuadamente el estado de esfuerzos iniciales (estado de esfuerzos finales del análisis estático), debido a que los parámetros dinámicos de los materiales de relave son dependientes de este estado de esfuerzos. En los programas anteriormente mencionados el análisis no lineal es realizado utilizando el método lineal equivalente propuesto por Seed e Idriss (1969).

### 5.4.6 Análisis de licuación de los materiales de relaves

El procedimiento más utilizado para la evaluación del potencial de licuación de suelos en general, es el método simplificado propuesto por Seed e Idriss (1971), siendo la versión más reciente aquella propuesta por Seed et al., (1984). La licuación en términos básicos es definida por los efectos superficiales, tales como volcanes de arena, desplazamientos laterales, grietas y asentamientos.

Seed e Idriss (1971) propusieron que la relación de esfuerzo cíclico inducida por un terremoto en un depósito de suelo a una profundidad determinada, puede ser evaluada mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_d}{\sigma_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o} r_d \quad (4)$$

donde:

$\tau_d$  = esfuerzo de corte inducido por el terremoto

$a_{max}$  = aceleración máxima

$g$  = aceleración de la gravedad

$\sigma_o$  = esfuerzo total vertical a la profundidad considerada

$\sigma_o$  = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada

$r_d$  = factor de reducción que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 metros de profundidad

En el caso de presas de relaves donde, por lo general, la geometría de los depósitos es muy diferente de aquella supuesta para el desarrollo de la expresión propuesta por Seed e Idriss, la relación de esfuerzo cíclico equivalente inducida por el movimiento sísmico es calculada de la siguiente manera:

$$\frac{\tau_d}{\sigma_o} = 0.65 \frac{\tau_{h,max}}{\sigma_o} \quad (5)$$

donde  $\tau_{h,max}$  es el valor de pico del esfuerzo cortante cíclico actuante en planos horizontales y es calculado a partir del análisis de respuesta sísmica.

Para la evaluación de la ocurrencia o no de licuación, el método simplificado propone la utilización del gráfico mostrado en la Figura N° 5.5. La intensidad del sacudimiento

producido por el terremoto es representada en este gráfico por la relación de esfuerzo cíclico promedio,  $\tau_{av} / \bar{\sigma}_o$ , y la condición in-situ del suelo mediante la resistencia a la penetración normalizada,  $(N_1)_{60}$ , en el estrato crítico, obtenida a partir del ensayo de penetración estándar. El valor de  $(N_1)_{60}$  es determinado según:

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (6)$$

donde:

$N_{60}$  = Número de golpes/pie del ensayo de penetración estándar, considerando 60% de energía que libera el equipo en su conjunto.

( $C_N < 2.0$ )

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_o}} ; \quad \bar{\sigma}_o \text{ en Kg / cm}^2 \quad (\text{Según Liao y Whitman, 1985})$$

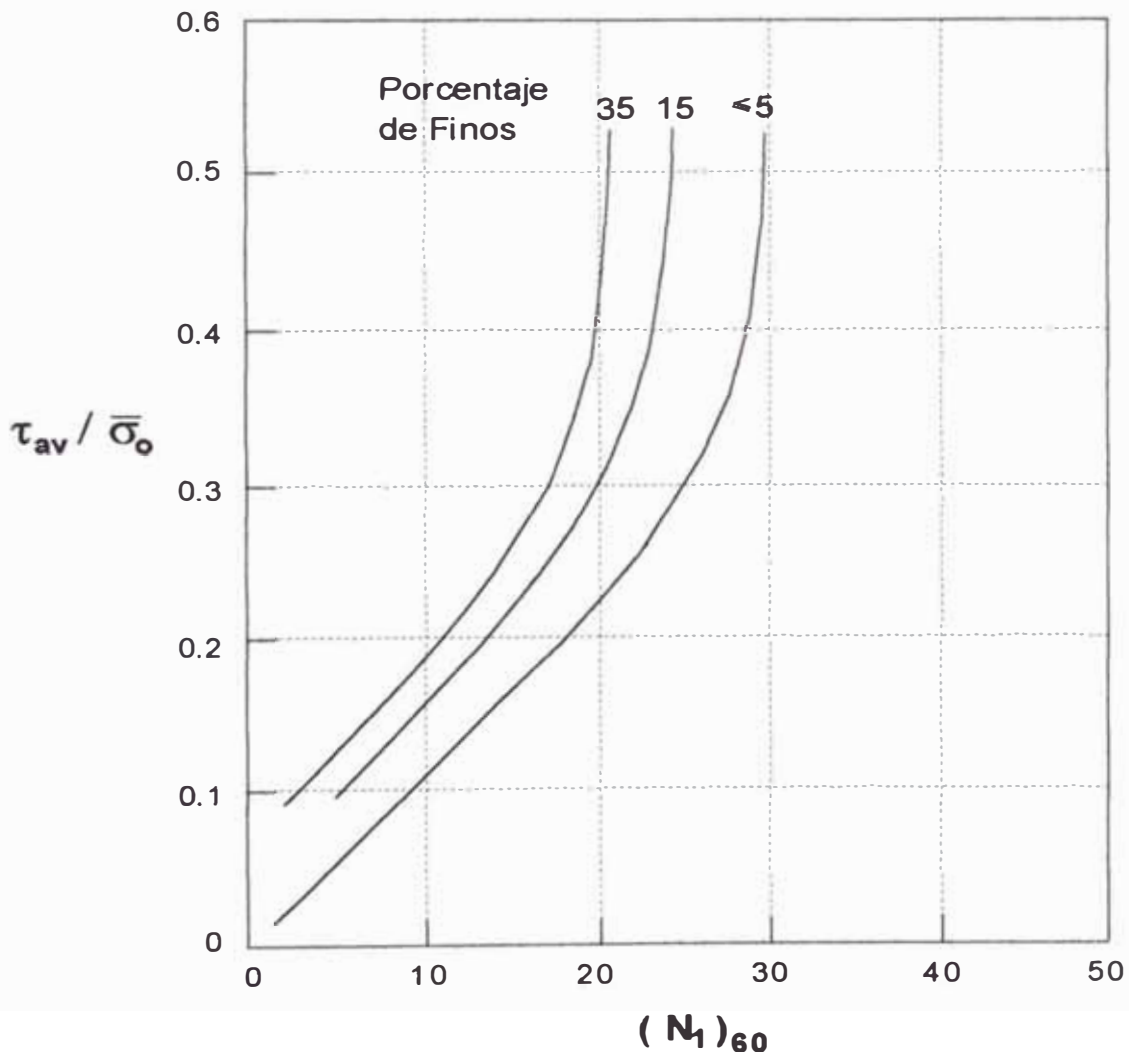


Figura N° 5.5: Correlación entre la relación de esfuerzo para causar licuación y valores de  $N_1$  para arenas limosas, para terremotos de  $M = 7 \frac{1}{2}$  (de Seed et al., 1984)

El gráfico para la evaluación de licuación está dado para arenas con diversos contenidos de finos y para un terremoto de 7 ½ de magnitud. La relación presentada puede ser fácilmente extendida a terremotos de diferentes magnitudes multiplicando la relación de esfuerzos cíclicos calculados por los factores de corrección mostrados en la siguiente Tabla:

**Tabla N° 5.2**  
**Factores de corrección para terremotos de diferentes magnitudes**

<b>Magnitud</b>	<b>Factor de Corrección</b>
8 ½	0.99
7 ½	1.00
6 ¾	1.13
6	1.32
5 ¼	1.50

#### 5.4.6.1 Correcciones por sobrecarga y esfuerzos cortantes

El método simplificado de Seed et al., (1984) fue desarrollado considerando un esfuerzo efectivo de sobrecarga de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup> y condiciones de estratificación horizontal del terreno, esto es, sin esfuerzos cortantes estáticos presentes en planos potenciales de falla. Sin embargo, la aplicación del método en terraplenes y presas de relaves y su cimentación, donde los esfuerzos de sobrecarga son en algunos casos mayores de 1 Kg/cm<sup>2</sup> y presentan grandes esfuerzos cortantes en planos potenciales de falla, implica necesariamente la utilización de factores de corrección que deben ser aplicados a la relación de resistencia cíclica crítica tomada a partir del gráfico de evaluación de licuación, para un valor de  $(N_1)_{60}$  especificado, según:

$$\left( \frac{\tau_d}{\sigma_o} \right)_{\text{CORR}} = \frac{\tau_d}{\sigma_o} K_\sigma K_\alpha \quad (7)$$

donde:

$K_\sigma$  = factor de corrección por efectos de esfuerzos de sobrecarga.

$K_\alpha$  = factor de corrección por efectos de esfuerzos cortantes estáticos.

El factor  $K_\sigma$  utilizado en el presente estudio ha sido aquel propuesto tentativamente por el Comité del NCEER (Finn, 1996), el cual es mostrado en la Figura N° 5.6.

Resulta importante indicar que durante los estudios de licuación de arenas de la presa Duncan, el valor de  $K_\sigma$  fue obtenido a partir de ensayos triaxiales cíclicos en muestras congeladas de la cimentación (Pillai y Byrne, 1994). En este estudio los valores de  $K_\sigma$  resultaron mayores a los sugeridos por Seed y Harder (1990).

Por otro lado, los factores  $K_\alpha$  están definidos, en términos de la relación de esfuerzos de corte estático  $\alpha = \tau_h / \bar{\sigma}_v$ , donde  $\tau_h$  es el esfuerzo cortante estático inicial en el plano de falla y  $\bar{\sigma}_v$  es el esfuerzo normal efectivo inicial en el mismo plano. El comité del NCEER ha recomendado la correlación entre  $K_\alpha$  y  $\alpha$  propuesta por Boulanger et al. (1991), la cual es mostrada en la Figura N° 5.7.

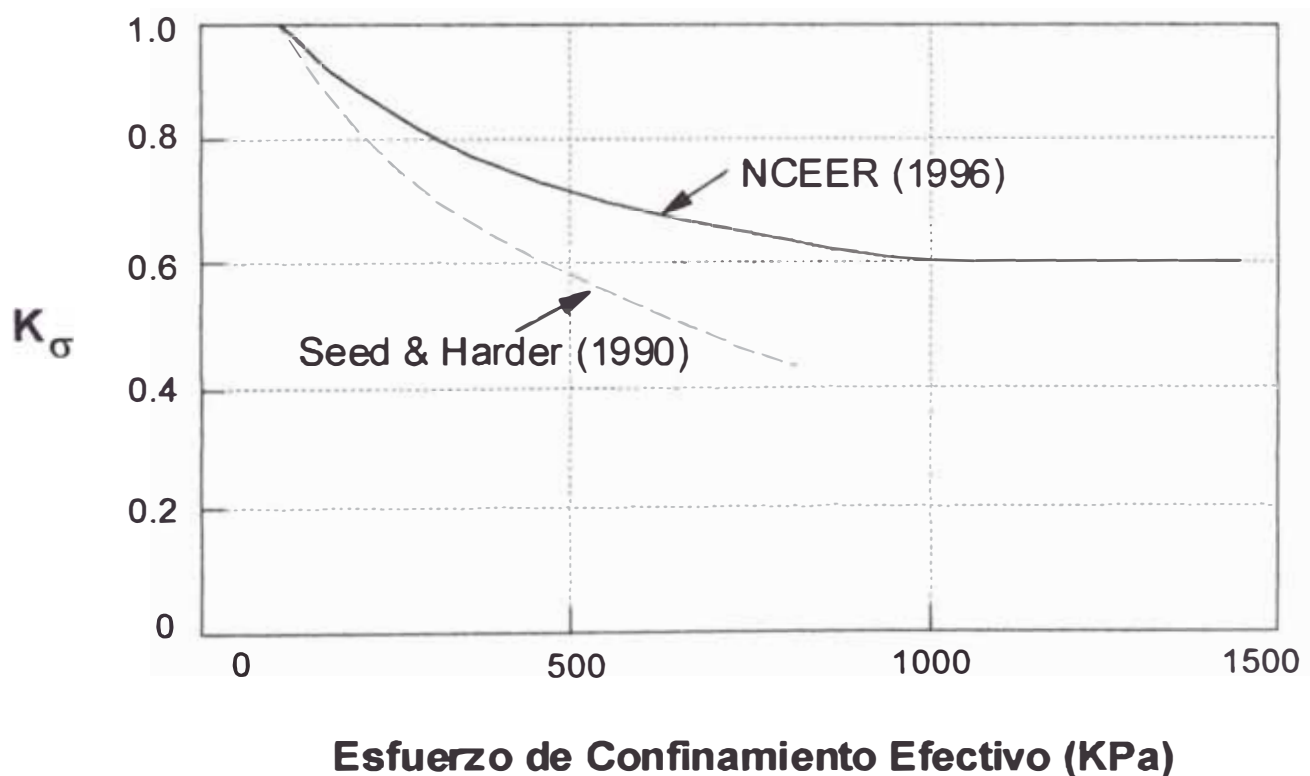


Figura N° 5.6: Factores de corrección  $K_\sigma$  usados actualmente (Seed y Harder, 1990) y los propuestos por el Comité del NCEER (1996). (de Finn, 1996)



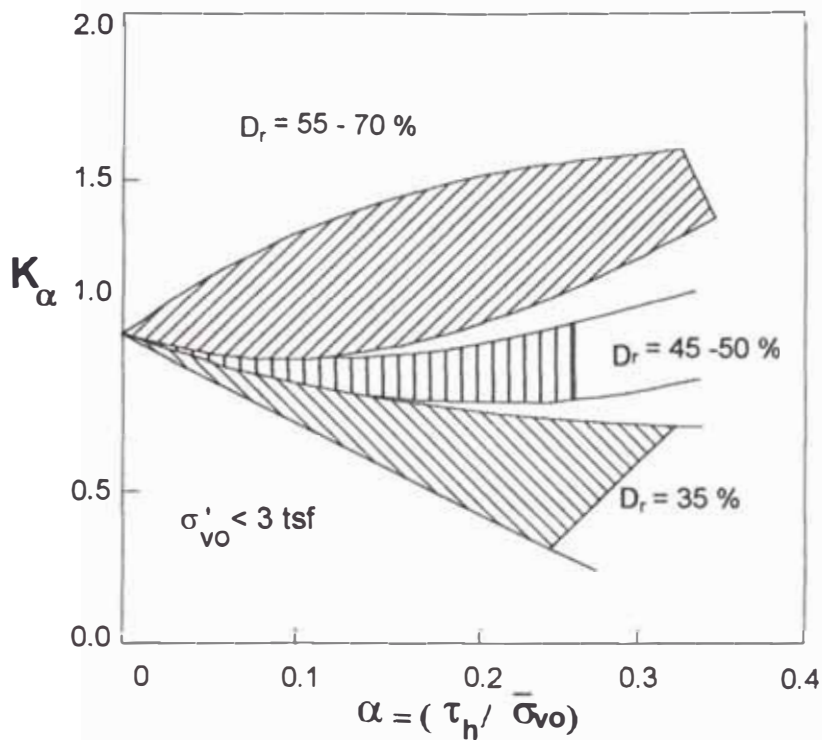


Figura N° 5.7: Factores de corrección  $K_\alpha$  para el efecto del esfuerzo cortante estático (de Boulanger et al., 1991)

#### 5.4.6.2 Factor de resistencia a la licuación

El método simplificado establece que la resistencia a la licuación de un material puede ser evaluada a partir de un factor de seguridad definido como:

$$FRL = \frac{\tau_l / \bar{\sigma}_o}{\tau_d / \bar{\sigma}_o} \quad (8)$$

La ocurrencia o no de licuación se define como:

$FRL > 1.0$  no se producirá licuación

$FRL < 1.0$  se producirá licuación

#### 5.4.7 Resistencia residual no-drenada

El análisis de estabilidad post-sismo requiere la estimación de la resistencia residual no-drenada ( $S_{ur}$ ) en aquellos materiales donde se verifica la ocurrencia de licuación. Este parámetro generalmente no puede ser determinado directamente mediante ensayos de corte no drenados en muestras no disturbadas obtenidas en el campo, debido a la enorme

dificultad que presenta el proceso de muestreo en suelos contractivos. Si embargo su evaluación se puede determinar a partir de los procedimientos presentados en el capítulo 2.

Poulos et al., (1985) desarrollaron un procedimiento para la corrección de los efectos de la disturbancia de la muestra en la resistencia residual, determinada a partir de la evaluación de muestras de buena calidad tomadas in-situ. Sin embargo, las correcciones son muy sensibles a la pendiente de la línea del estado constante según Finn (1990).

Otra alternativa de aproximación consiste en relacionar la resistencia residual con el esfuerzo de sobrecarga efectiva ( $p'$ ), así se puede plantear:  $S_{ur} = C p'$ . En la evaluación de seguridad de la presa Sardis, Mississippi, Finn et al., (1991) utilizaron un valor de  $C = 0.075$ . Los valores de resistencia residual así calculados son substancialmente mayores que los valores límites de la correlación  $(N_1)_{60}$  de Seed. Una revisión de casos históricos realizados por Lo et al., (1991) y McLeod et al., (1991), sugieren que  $C$  puede presentar un valor de 0.1. A partir de entonces los valores de  $C$  están en el rango de 0.06 – 0.08, para ser usados en otras presas.

Por otro lado, Vaid y Thomas (1994) reconstruyeron muestras de arena para la evaluación en el laboratorio, cuyos resultados se ilustran en la Figura N° 5.8. Se puede observar el amplio rango de la resistencia residual con el esfuerzo de confinamiento efectivo para cualquier relación de vacíos. En este caso particular la resistencia residual varía entre  $0.1\sigma_{vo}$  y  $0.18\sigma_{vo}$ .

Castro et al. (1985) plantearon que la resistencia en el estado constante es independiente de la trayectoria de esfuerzos. Vaid et al. (1989) llevaron a cabo un extenso programa de ensayos con la arena de Ottawa y arenas de relaves, para investigar los efectos de la trayectoria de esfuerzos sobre la resistencia en el estado constante usando ensayos de compresión y extensión. En el caso de arena Ottawa la relación de la resistencia en el estado constante en compresión, a la resistencia en extensión fue del orden de 10:1, para relaves la relación fue de 6:1. Además, el rango de relación de vacíos mostrando comportamiento contractivo en extensión es mucho mayor que en compresión. Tales arenas son inherentemente anisotrópicas y su respuesta a la carga depende de la orientación  $\beta$  del esfuerzo principal mayor relativo al plano de deposición. Los datos sugieren que el estado constante o resistencia residual de los suelos en el campo es función de  $\beta$  (Vaid et al., 1989).

La dependencia de  $S_{ur}$  con  $\beta$  tiene importantes implicaciones prácticas. El ángulo  $\beta$  varía a lo largo de la superficie de falla curva del terraplén, teniendo en el análisis de estabilidad un  $\beta = 0$  cerca a la cresta (carga en compresión) y un  $\beta = 90^\circ$  en el pie del mismo (carga en extensión). Por lo tanto, la resistencia en el estado constante basada en datos de ensayos en compresión, parece ser solo aplicable en la zona alta de la superficie de falla. La resistencia puede decrecer hasta llegar a su mínimo valor en extensión en la zona del pie.

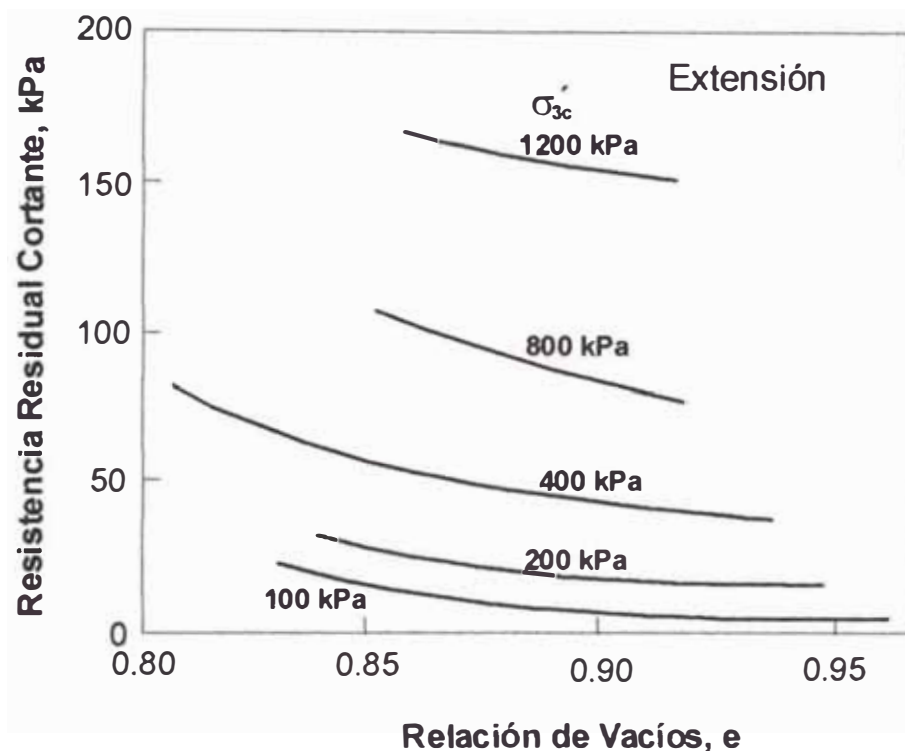


Figura N° 5.8: Dependencia de la resistencia residual y el esfuerzo efectivo de sobrecarga (Vaid y Thomas, 1994)

#### 5.4.8 Análisis de estabilidad post-sismo

La evaluación de la estabilidad post-sismo puede ser llevada a cabo a través del procedimiento convencional de equilibrio límite, incorporando la resistencia residual no drenada en aquellos suelos que han sufrido licuación. El resultado del análisis se expresa en términos de un factor de seguridad estático cuyo valor representará las condiciones de estabilidad post-sismo. Finn (1996) señala que para el análisis de estabilidad post-sismo, incorporando la resistencia residual en los materiales que han sufrido licuación, un factor de seguridad es considerado aceptable si se encuentra en el rango de 1.1 a 1.2

Con relación a las propiedades de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad, Seed y Harder (1990), proponen tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1) Los elementos que presentan bajos valores del factor de resistencia a la licuación (FRL), es decir,  $FRL \leq 1.1$ , alcanzarán condiciones de falla por licuación, y por lo tanto, el análisis de estabilidad y deformación debe considerar la resistencia residual no drenada (Sur) como parámetros de los materiales.
- 2) Los elementos de suelo con altos factores de seguridad ( $FRL \geq 1.4$ ) sufrirán pequeña pérdida de resistencia como consecuencia del incremento de la presión de poros, por lo que en el análisis de estabilidad se debe considerar una fracción importante de su resistencia estática ( $c, \phi$ ).
- 3) Para elementos de suelo con factores de seguridad intermedios ( $1.1 < FRL < 1.4$ ), se debe utilizar valores de resistencia adecuados a las condiciones 1 y 2 anteriormente mencionadas.

#### 5.4.9 Análisis del potencial de deformación

La segunda etapa del análisis de estabilidad post-sismo la constituye la evaluación del potencial de deformación después de la ocurrencia de licuación en los materiales susceptibles al fenómeno. Es decir, es necesario determinar si el movimiento sísmico causará daño moderado asociado a una deformación limitada, o daño severo o catastrófico debido a grandes e ilimitadas deformaciones.

El análisis del potencial de licuación presentado anteriormente puede resumirse en la comparación de la resistencia cortante cíclica  $\tau_d$  y el esfuerzo cortante equivalente inducido por el movimiento sísmico, es decir:

$$\tau_d \geq \tau_{dl} \quad (9)$$

Sin embargo, el método de evaluación de licuación, por si solo, no prevé efectos o consecuencias de la ocurrencia del fenómeno después del término del sacudimiento sísmico. En algunos casos la licuación inducirá una cantidad limitada de deformaciones permanentes tales como asentamientos o desplazamientos laterales, por ejemplo, en terraplenes o rellenos. Sin embargo, en otros casos se producirá un movimiento lateral del terraplén como resultado del flujo de los suelos licuados. En consecuencia la ocurrencia de licuación puede clasificarse en 2 grupos: condición de deformación límite y ocurrencia

de deslizamiento por flujo, teniendo de esta manera un importante parámetro cualitativo para el diseño de presas y diques. Por lo tanto, aún después de que un suelo dado haya sido identificado como susceptible a la licuación, usando los criterios del método simplificado (ecuación 8), es necesario identificar si el suelo se encuentra en un estado susceptible a deslizarse por flujo en estado licuado o no.

Por otro lado, tomar como único elemento de juicio los factores de seguridad obtenidos en análisis de estabilidad que incorporan la resistencia residual de los materiales licuados, tampoco es un criterio adecuado (Finn, 1996). Datos de ensayos de laboratorio muestran que deformaciones muy grandes pueden ser necesarias para movilizar la resistencia residual. Las deformaciones producidas pueden causar un comportamiento no satisfactorio de la presa a pesar de haberse obtenido factores de seguridad adecuados. Por lo tanto, es necesario llevar a cabo análisis de deformación post-licuación para investigar las posibles consecuencias de la ocurrencia del fenómeno.

Ishihara et al., (1990) propusieron un procedimiento para verificar la estabilidad de un depósito. Este procedimiento, el cual se ilustra en forma resumida en la Figura N° 5.9, es presentado en la siguiente tabla:

**Tabla N° 5.3**  
**Procedimiento para verificar la estabilidad de un depósito de relaves**

<b>Etapa</b>	<b>Evaluación de licuación</b>	<b>Licuación</b>	<b>Evaluación de Deformación</b>	<b>Deformación</b>	<b>Daño</b>
<b>I</b> <b>Ocurrencia o no de licuación</b>	$\tau_d < \tau_{dl}$	no ocurre	$\tau_s > \leq S_{ur}$	Ligera	No existe
	$\tau_d \geq \tau_{dl}$	Ocurre	$\tau_s > \leq S_{ur}$	Grande	Existe
<b>II</b> <b>Ocurrencia o no de falla por flujo</b>	$\tau_d \geq \tau_{dl}$	Ocurre	$\tau_s \leq S_{ur}$	Limitada	Moderado
	$\tau_d \geq \tau_{dl}$	Ocurre	$\tau_s > S_{ur}$	Ilimitada	Severo

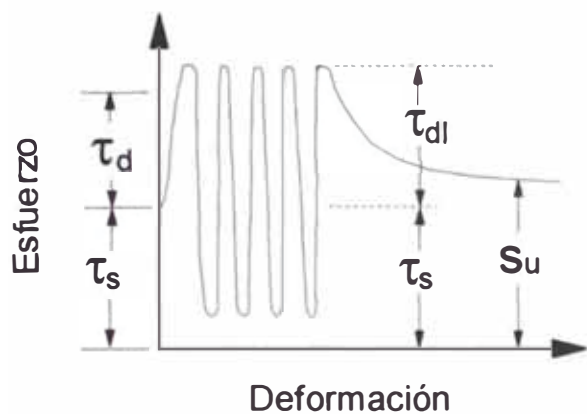
donde:

$\tau_d$  = amplitud del esfuerzo cortante equivalente inducido por el terremoto

$\tau_{dl}$  = resistencia cortante cíclica

$\tau_s$  = esfuerzo cortante inicial estático

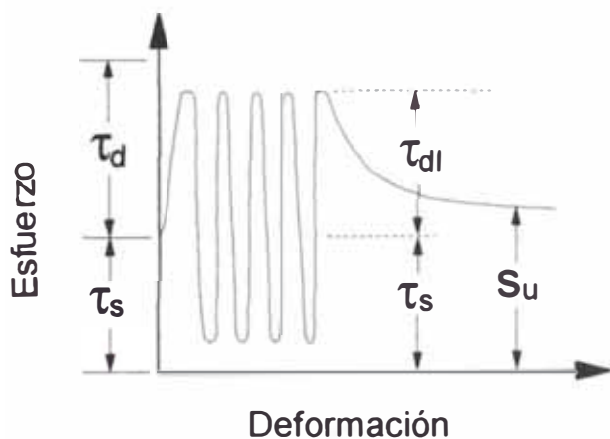
$S_{ur}$  = resistencia residual no-drenada del material



$$a) \tau_d < \tau_{dl}$$

$$\tau_s \leq S_u$$

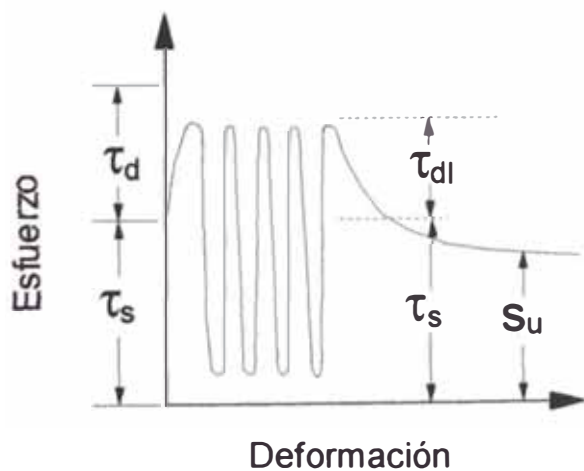
Deformación Leve  
(Sin daños)



$$b) \tau_d \cong \tau_{dl}$$

$$\tau_s \leq S_u$$

Deformación Limitada  
(Daño moderado)



$$c) \tau_d \cong \tau_{dl}$$

$$\tau_s > S_u$$

Deformación Ilimitada  
(Daño considerable)

Figura N° 5.9: Verificación de la estabilidad y extensión de la deformación (de Ishihara et al., 1990)

## CAPITULO 6

### ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA DIFERENTES CASOS EN EL PERÚ

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presenta la aplicación del método analítico desarrollado para cuatro diferentes casos, cuyo procedimiento es descrito en el capítulo 5. Estos casos analizados corresponden a depósitos de relaves existentes en nuestro país construidos utilizando los diferentes métodos conocidos. Las características generales de estos depósitos son descritas a continuación.

**Tabla N° 6.1**  
**Características generales de los depósitos estudiados**

<b>Caso</b>	<b>Estado</b>	<b>Método de Construcción</b>	<b>Talud Aguas Arriba</b>	<b>Altura (m)</b>
N° 1	Inactivo	Aguas arriba	1.5H:1V	26.00
N° 2	Operativo	Agua arriba	2.4H:1V	16.00
N° 3	Operativo	Aguas abajo	2.5H:1V	25.30
N° 4	Operativo	Línea central	3H:1V	40.00

#### 6.2 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE

##### 6.2.1 Descripción de los materiales encontrados

La exploración de campo de cada depósito investigado consistió básicamente de perforaciones con ensayos de penetración estándar (SPT) a cada 1.5 m, de acuerdo a los procedimientos descritos en el capítulo 2. Asimismo, los materiales encontrados fueron llevados al laboratorio, donde se efectuaron ensayos estándar y especiales de Mecánica de Suelos para su caracterización físico-mecánica, los resultados de los ensayos se pueden

apreciar en el Anexo 1. Se detalla a continuación, las características generales de los materiales encontrados durante la exploración de campo de cada caso analizado

### Caso N° 1: Depósito de Relaves Inactivo

Las dos perforaciones realizadas en este depósito, se ubicaron en la corona de la presa. Los ensayos de penetración estándar realizados en estas perforaciones, cuyo registro de campo es presentado en la Tabla N° 6.2, nos indican que en esta zona el depósito está compuesto básicamente de relaves gruesos clasificados como arenas limosas, con contenido de finos variando entre 28-48%.

**Tabla N° 6.2**  
**Caso N° 1. Ensayos de penetración estándar realizados**

Sondaje P-1		Sondaje P-2	
Profundidad (m)	SPT (glp/pie)	Profundidad (m)	SPT (glp/pie)
1.95	5	1.95	5
3.45	9	3.45	8
4.95	9	4.95	6
6.45	10	6.45	7
7.95	9	7.95	8
9.45	11	9.45	7
10.95	9	10.95	16
12.45	15	12.45	17
13.95	9	13.95	18
15.45	19	15.45	15
16.95	14	16.95	20
18.45	13	18.45	13
19.95	17	19.95	15
21.45	17	20.00	19
22.45	25	20.45	23
23.45	24	21.95	25
24.45	30	23.45	18
25.85	32	24.45	21



Los materiales de relave fino solo fueron encontrados en una de las perforaciones, entre 9,00-10,50 metros de profundidad, presentando una resistencia a la penetración de 7 golpes/pie y un contenido de finos de 64%. Se presume que estos materiales predominan en el interior del depósito debido a la forma en que los relaves han sido depositados.

Asimismo, el depósito actual presenta una cobertura compuesta por un material de préstamo limo arcilloso y arenoso, seco, medianamente plástico, en estado suelto, con gravas angulosas aisladas y de aproximadamente 30 cm de espesor en la superficie del depósito. En la cara del talud este material presenta mayor espesor. En general, este material no ha sido tomado en cuenta para los análisis de estabilidad del depósito.

En la calicata llevada a cabo en el pie del depósito, el material cuaternario de cimentación consiste superficialmente de un suelo arcilloso de 0,60 m de espesor con presencia de gravas subangulosas aisladas. Por debajo de este material se encuentra una grava subangulosa con matriz de limo arcilloso, en estado semicompacto.

## **Caso N° 2: Depósito de Relaves Activo Aguas Arriba**

La ejecución de los trabajos de campo consistió de dos perforaciones, las cuales fueron denominadas P-5 y P-6, alcanzando profundidades de 14,80 y 16,00 m., respectivamente. Se ha encontrado una mayor presencia de relave grueso clasificado como SM, con un contenido de finos entre 27-47%. Los ensayos de penetración estándar realizados en cada una de las perforaciones, indican que la resistencia de los relaves gruesos varía entre 3-10 golpes/pie en el sondaje P-5 y de 3-6 golpes/pie en el sondaje P-6. El material fino que se presenta por debajo del relave grueso fue clasificado como ML, existiendo algunos pequeños lentes de relave fino de baja plasticidad, que fueron clasificados como CL. La resistencia en el relave fino varía entre 2-4 golpes/pie en P-5 y 3-9 golpes/pie en P-6, evidenciando una compacidad muy suelta a suelta de los finos. El resumen del número de golpes de los sondajes se observa en la Tabla N° 6.3.

Para los fines del análisis, se ha considerado la existencia del muro de mampostería de 1,50 m de altura cimentado a 0,50 m. Asimismo, en cada una de las perforaciones realizadas se ha encontrado el suelo cuaternario de cimentación del depósito, el cual está compuesto por una capa de tierra vegetal por debajo de la cual se presenta una grava de partículas subredondeadas con arcilla. Se presume que el material de origen fluvio-aluvial

de los ríos adyacentes a la zona, el cual no fue detectado durante la exploración de campo, aparece subyaciendo el material cuaternario de cimentación.

**Tabla N° 6.3**  
**Caso N° 2. Ensayos de penetración estándar realizados**

Sondaje P-5		Sondaje P-6	
Profundidad (m)	SPT (glp/pie)	Profundidad (m)	SPT (glp/pie)
1.95	3	1.95	3
3.45	4	3.45	2
4.95	5	4.95	5
6.45	5	6.45	4
7.95	6	7.95	6
9.45	10	9.45	7
10.95	2	10.95	7
12.45	4	12.45	9
13.95	3	13.95	3
		16.00	34

### **Caso N° 3: Depósito de Relaves Activo Aguas Abajo**

Este depósito se encuentra actualmente en construcción. Para el análisis se ha tomado en cuenta la altura final proyectada durante el diseño de la presa de relaves, habiéndose analizado la sección de mayor altura, la misma que ha sido prácticamente alcanzada en un tramo de la presa. En la cresta de la presa existe un ciclón, el cual separa los materiales finos de los gruesos, el relave grueso es depositado hacia aguas abajo, constituyendo el cuerpo de la presa, mientras que el relave fino es depositado hacia aguas arriba y constituye el depósito de relaves propiamente dicho.

En este depósito se realizaron 2 perforaciones, denominadas S-1 y S-2, en cada una de las cuales se realizaron ensayos de penetración estándar cuyos resultados se muestran en la Tabla N° 6.4. La primera perforación se ubicó en la cresta de la presa y la segunda a media altura del talud aguas abajo.

Los materiales encontrados en este depósito corresponden únicamente a relaves gruesos clasificados según SUCS como SM, arenas limosas de grano fino. Este hecho se debe básicamente al método aguas abajo utilizado en la construcción de la presa y a la deposición de relaves sometidos a un proceso previo de cicloneo. Los valores de resistencia a la penetración aumentan típicamente con la profundidad desde 1-3 golpes/pie superficialmente, hasta 16-22 golpes/pie en el contacto con el material de filtro, los pesos unitarios encontrados en los relaves gruesos son bastante altos.

A los 20 metros de profundidad en la perforación S-1, se ha detectado un estrato de relave grueso con resistencia a la penetración de 27 golpes/pie. Este hecho se debe probablemente a la oxidación de la superficie del relave durante las primeras etapas de deposición de los mismos.

**Tabla N° 6.4**  
**Caso N° 3. Ensayos de penetración estándar realizados**

<b>Sondaje S-1</b>		<b>Sondaje S-2</b>	
<b>Profundidad (m)</b>	<b>SPT (glp/pie)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>SPT (glp/pie)</b>
1.95	1	1.95	3
3.45	2	3.45	4
4.95	3	4.95	5
6.45	5	6.45	8
7.95	7	7.95	10
9.45	6	9.45	12
10.95	11	10.95	14
12.45	12	12.45	16
13.95	13		
15.45	12		
16.95	16		
18.45	14		
19.95	27		
21.45	17		
22.95	22		

En este depósito se ha encontrado el rechazo a la penetración en el fondo del mismo. Durante las perforaciones ejecutadas no fue posible la obtención de muestras de este material de fondo, sin embargo, a partir de la revisión del diseño de la presa de relaves, se presume que se trate del material de filtro (arena) y sistema de drenaje compuesto por gravas arenosas. Las lecturas efectuadas en los piezómetros instalados en las dos perforaciones realizadas, indican la ausencia de un nivel de agua. Sin embargo para el análisis que se hará más adelante consideraremos un cierto nivel freático para un caso extremo.

Al pie del talud aguas arriba se encuentra el dique de arranque. Según informaciones proporcionadas, esta estructura sirvió para la deposición de los relaves en las etapas iniciales de crecimiento de la presa y está compuesta por material cuaternario extraído de los cerros aledaños. Por otro lado, en el pie del talud aguas abajo se ubica el muro de contención, compuesto por bloques de piedra proveniente de la excavación del túnel de derivación existente aguas arriba del dique.

#### **Caso N° 4: Depósito de Relaves Activo Línea Central**

Este depósito también se encuentra actualmente en construcción, habiéndose tomado para el análisis la altura final proyectada en el diseño. Durante la exploración de campo éste depósito se encontraba en crecimiento y a una altura bastante menor que la altura final proyectada. Se realizaron 4 perforaciones distribuidas en la corona y al pie del talud aguas abajo, en las cuáles se realizaron ensayos de penetración estándar. Los materiales de relave grueso que conforman el cuerpo actual de la presa, han sido clasificados como arenas limosas (SM), con contenido de finos variando entre 18.9-25 %. Estos materiales presentan valores de resistencia a la penetración que varían entre 11-26 golpes/pie, estos valores caracterizan estados medianamente compactos a compactos de estos relaves gruesos.

El material cuaternario de cimentación está conformado, en general, por gravas arenosas con limo y arcilla, con presencia de bloques y bolonería de regulares dimensiones. A partir de ensayos geofísicos realizados en estudios previos, se estima que la potencia de este material cuaternario de cimentación varía entre 8 y 20 metros, presentándose los menores espesores en la parte central del depósito actual, zona que ha experimentado mayor erosión fluvial.

El análisis realizado para este depósito, considerará la altura que corresponde al crecimiento final del mismo, por lo cual los datos obtenidos del ensayo SPT se han extrapolado para el crecimiento final, bajo la hipótesis de que el proceso de cicloneo y compactación de los relaves, será similar al que se presenta actualmente. Los valores extrapolados de resistencia a la penetración se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla N° 6.5**  
**Caso N° 4. Valores extrapolados de los ensayos de penetración estándar**

Sondaje S-11			
Profundidad (m)	SPT (glp/pie)	Profundidad (m)	SPT (glp/pie)
1.95	12	16.95	14
3.45	14	18.45	20
4.95	16	19.95	14
6.45	14	21.45	14
7.95	20	22.95	11
9.45	22	24.45	15
10.95	22	25.95	16
12.45	26	27.45	15
13.95	18	28.95	16
15.45	26		

### 6.2.2 Angulo de fricción

Para estimar el ángulo de fricción interna de los materiales de relave, tanto grueso como fino, se ha utilizado la correlación empírica propuesta por Ohsaki (1959), presentada en el capítulo 2. El cálculo de los valores de N corregidos, utilizados en la expresión empírica, y de los ángulos de fricción calculados, es presentado en el Anexo 2. La Tabla N° 6.6 presenta la variación del ángulo de fricción interna obtenida a partir de la correlación indicada.

Por otro lado, se realizaron ensayos de resistencia cortante, corte directo y triaxial, en muestras de relave grueso y fino, extraídas de las perforaciones y calicatas excavadas. Estas muestras fueron remoldeadas a la densidad natural, previamente estimada La Tabla

Nº 6.7 presenta un resumen de los parámetros de resistencia cortante obtenidos a partir de los ensayos realizados, los resultados de los cuales son presentados en el Anexo 1.

**Tabla Nº 6.6**  
**Angulo de fricción interna según correlación empírica de Ohsaki (1959)**

Caso	Material	Clasificación SUCS	$\bar{\phi}$ (°)
Nº 1 Inactivo	Relave Grueso	SM	27 – 31
	Relave Fino	ML	26
Nº 2 Aguas Arriba	Relave Grueso	SM	22 – 28
	Relave Fino	ML	21 – 26
Nº 3 Aguas Abajo	Relave Grueso parte superior	SM	21 – 27
	Relave Fino parte inferior	ML	27 – 32
Nº 4 Línea Central	Relave Grueso	SM	29 – 37

**Tabla Nº 6.7**  
**Resumen de ensayos de resistencia cortante**

Caso	Sondaje	Profundidad (m)	SUCS	Corte Directo		Triaxial CD	
				$\bar{c}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\phi}$	$\bar{c}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\phi}$
Nº 1	P-1	17.30 – 17.90	SM	--	--	0.0	37.8
Nº 2	P-5	11.40-12.00	CL	0.0	29.0	0.00	35.0
Nº 3	S-1	0.00-6.00	SM	0.05	35.8	0.75	29.8
Nº 4	S-11	4.50-4.95	SM	0.0	34.0	0.0	39.5

### 6.2.3 Zonificación geotécnica de los depósitos de relaves

En las Figuras N° 6.1 a la N° 6.4 se presentan las secciones transversales de los depósitos analizados con la zonificación geotécnica propuesta para los análisis de estabilidad. Estas secciones han sido propuestas sobre la base de la investigación de campo y laboratorio realizada y a las condiciones y características de deposición de los relaves en los depósitos y corresponden al tramo de mayor altura de cada depósito. ( Fotos N°3 a N°6).

#### Caso N° 1: Depósito de Relaves Inactivo

##### Relave Grueso

Esta zona corresponde al espaldón del depósito constituido por relave grueso y cuya clasificación corresponde a arenas limosas (SM). Se propone un ángulo de fricción para este material de  $\phi = 32^\circ$  y cohesión nula.

##### Relave Fino

Correspondiente a los limos arenosos y arcillas limosas. Si bien esta zona no fue detectada durante la exploración de campo, se estima que se encuentra en el interior del depósito de relaves debido a la forma en que estos han sido depositados. El ángulo de fricción propuesto para los materiales de esta zona es de  $25^\circ$ , habiendo sido estimado a partir de los valores de N en material limoso encontrado en la perforación P-2 y sobre la base de la información existente de los parámetros de resistencia encontrados en materiales similares de otros depósitos de relave.

##### Cuaternario y Dique

Constituida por una grava limo-arcillosa correspondiente al suelo cuaternario de cimentación. Se estima que este material presenta un ángulo de fricción del orden de  $\phi = 32^\circ$  y cohesión nula. Para fines de análisis se ha asumido que el dique de arranque también conforma esta zona y posee los mismos parámetros de resistencia que el material cuaternario.

##### Roca

El material cuaternario se encuentra depositado sobre rocas ígneas volcánicas de alta resistencia mecánica y con grado de meteorización media. Este material ha sido considerado como base rígida en el modelo, garantizándose un buen comportamiento debido a su elevada resistencia.

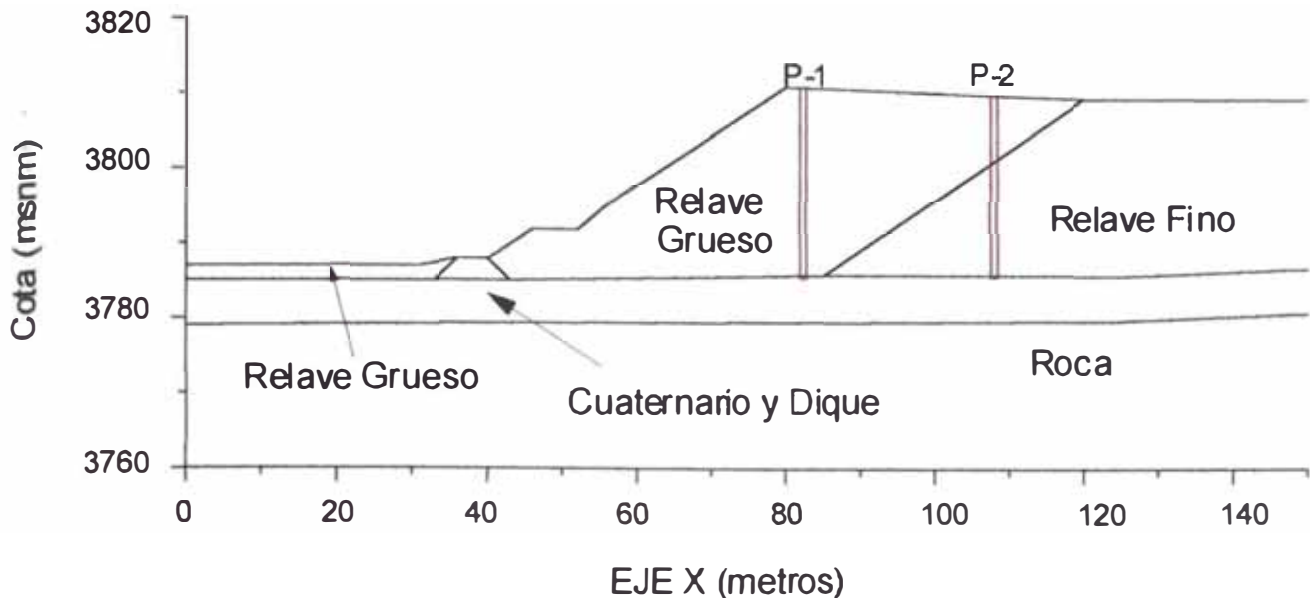


Figura N° 6.1: Sección transversal del depósito Caso N° 1 y Zonificación Geotécnica

## Caso N° 2: Depósito de Relaves Activo Aguas Arriba

### Cuaternario

Constituido por un material de grava sub-redondeada con arcilla, correspondiente al suelo de cimentación. Se estima que este material presenta un ángulo de fricción interna del orden de  $\phi = 32^\circ$  y cohesión nula.

### Relave Grueso

Esta zona corresponde al espaldón del depósito cuya clasificación corresponde a arenas limosas (SM). El ángulo de fricción para estos materiales varía entre  $29^\circ$ - $30^\circ$ , siendo la cohesión nula. El contenido de finos varía entre 27-47%.

### Relave fino

Correspondiente a los limos y arcillas arenosas clasificados según SUCS como ML y CL. Estos materiales fueron detectados parcialmente durante la exploración de campo presentándose por debajo del relave grueso. Debido a la forma en que estos materiales han sido depositados, se estima que los mismos se prolongan hacia el interior del depósito de relaves. El ángulo de fricción propuesto es de  $25^\circ$ .

### Roca

La base rígida del modelo está constituida por rocas ígneas andesíticas de alta resistencia mecánica y ligeramente meteorizadas, garantizándose un adecuado comportamiento.



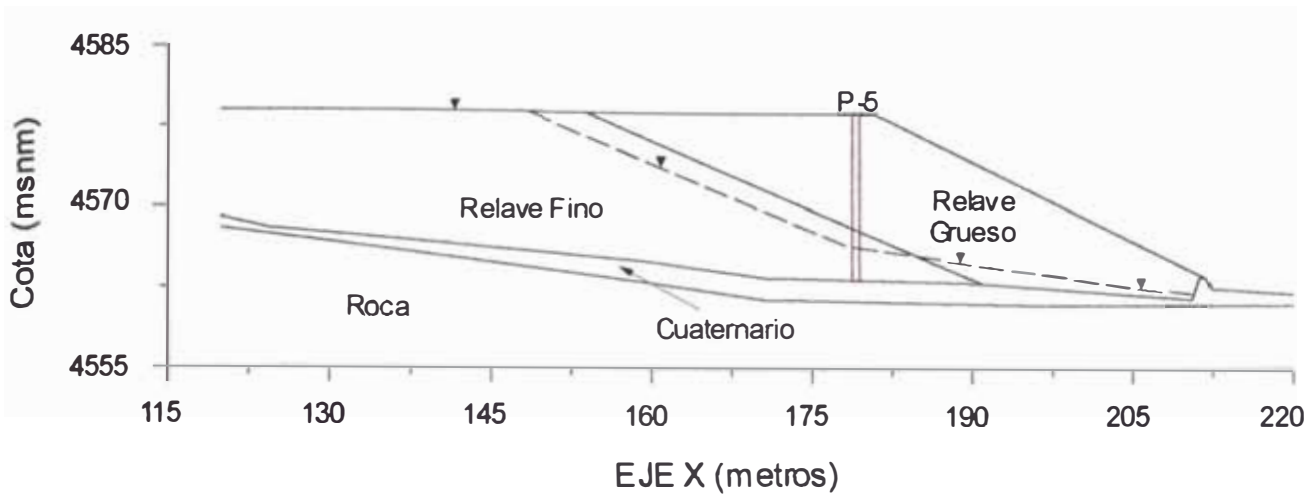


Figura N° 6.2: Sección transversal del depósito Caso N° 2 y Zonificación Geotécnica

### Caso N° 3: Depósito de Relaves Activo Aguas Abajo

#### Relave grueso

Estos materiales han sido clasificados como arenas limosas de grano fino (SM). Debido al aumento de la resistencia a la penetración con la profundidad, identificado en las dos perforaciones ejecutadas en este depósito, se propone modelar el comportamiento del relave grueso considerando que hasta los 10.0 metros de profundidad este material presenta un ángulo de fricción interna de  $26^\circ$ . Por debajo de esta profundidad y debido a la mayor resistencia mecánica, el ángulo de fricción aumenta a  $31^\circ$ .

#### Relave fino

Estos materiales no fueron investigados durante la exploración geotécnica. Actualmente este relave fino se presenta en un estado prácticamente saturado. Visiblemente presenta muy baja o nula resistencia cortante, debido al estado en suspensión en el que es depositado, siendo imposible el tránsito ligero de personas o equipo por la superficie de este material. Se estima que su clasificación corresponde a limos arenosos y arcillas limosas (ML y CL). Para fines de análisis se ha considerado en forma conservadora, que tanto el ángulo de fricción como la cohesión presentan valores nulos.

#### Dique

Se ha estimado que los materiales del dique, compuestos por suelos cuaternarios extraídos de las proximidades del depósito, presentan un ángulo de fricción interna de  $32^\circ$  y cohesión nula.

## Muro

Esta estructura está compuesta por bloques de piedra y gravas provenientes de la excavación de las bocaminas. Se propone utilizar un valor del ángulo de fricción de  $38^\circ$  y cohesión nula.

## Material cuaternario

Correspondiente al suelo de cimentación de la presa de relaves y del propio depósito. Está constituido por arenas y gravas arcillosas. Se estima que este material presenta un ángulo de fricción interna del orden de  $30^\circ$  y cohesión nula.

## Roca

El material cuaternario existente se encuentra depositado sobre rocas constituidas por areniscas con intercalaciones de lutitas, cuya resistencia mecánica es media, encontrándose ligeramente meteorizadas. Como en los casos anteriores, este material constituye la base rígida del modelo en el análisis de estabilidad.

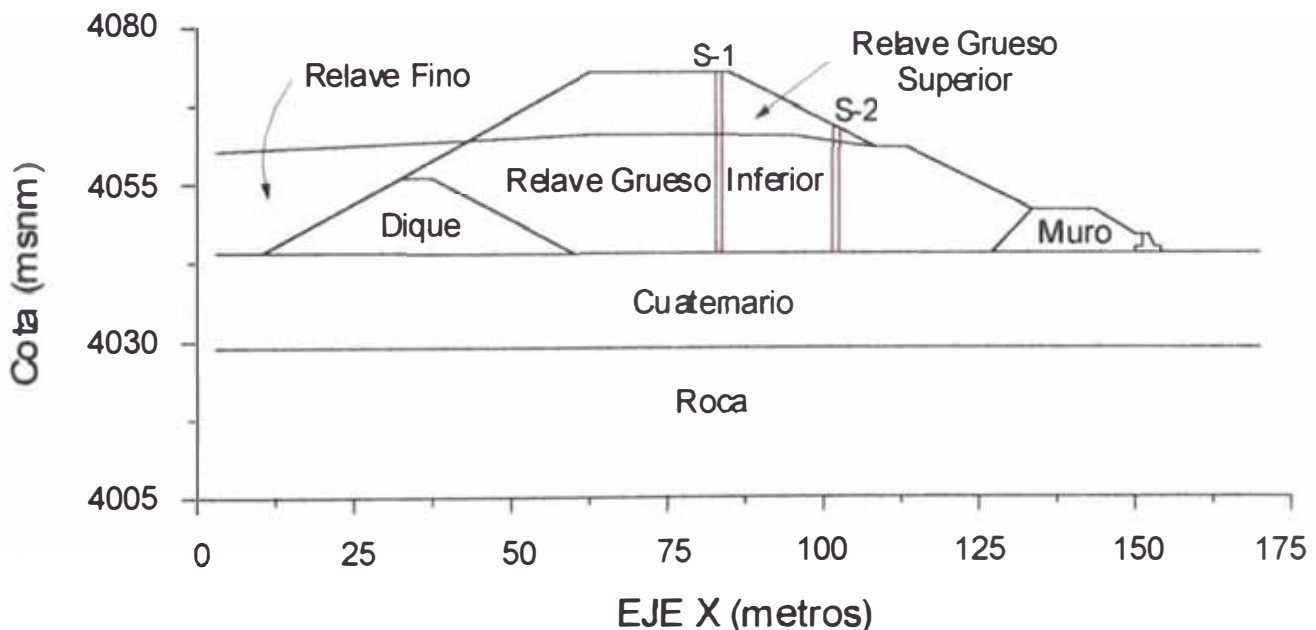


Figura N° 6.3: Sección transversal del depósito Caso N°3 y Zonificación Geotécnica

## Caso N° 4: Depósito de Relaves Activo Línea Central

### Relave Grueso

Estos materiales han sido clasificados como arenas limosas de grano fino (SM). Como se indicó anteriormente estos materiales presentan valores relativamente altos de resistencia

a la penetración debido a que son sometidos a un proceso continuo de compactación, mediante la energía de un rodillo liso vibratorio. El ángulo de fricción propuesto para el análisis de estabilidad es de  $36^\circ$ .

### Relave Fino

Estos materiales no fueron investigados durante la exploración geotécnica. Como en el Caso N° 3 este relave fino se presenta en un estado prácticamente saturado. Presenta muy baja o nula resistencia cortante. También en este caso se estima que su clasificación corresponde a limos arenosos y arcillas limosas (ML y CL). Para fines de análisis se ha considerado que el ángulo de fricción como la cohesión tiene valores nulos.

### Presa de Arranque

Se ha estimado que los materiales de la presa de arranque, compuestos por suelos cuaternarios (gravas arenosas con arcilla y limo, de partículas sub-redondeadas a sub-angulosas) extraídos del cauce antiguo del río en las proximidades del depósito, presentan un ángulo de fricción interna de  $34^\circ$  y cohesión nula.

### Material Cuaternario

El material cuaternario está constituido por una grava arenosa con limo y arcilla, de partículas sub-angulosas. El ángulo de fricción interna estimado es de  $\phi = 30^\circ$  y cohesión  $\bar{c} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$

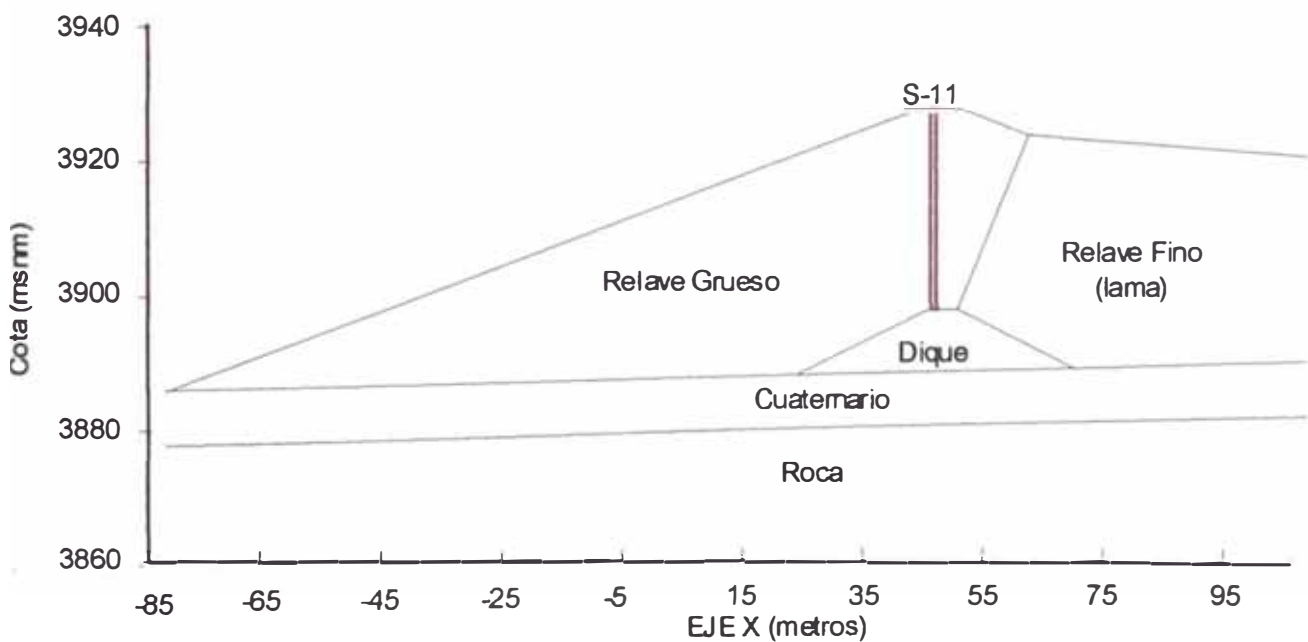


Figura N° 6.4: Sección transversal del depósito Caso N° 4 y Zonificación Geotécnica.

Se presenta a continuación una tabla que nos presenta un resumen de los parámetros geotécnicos considerados para los casos estudiados.

**Tabla N° 6.8**  
**Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad**

<b>Depósito</b>	<b>Material</b>	$\bar{\phi}$ (°)	$\bar{c}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )
N° 1 Inactivo	Dique y Material Cuaternario	32	0.0	2.0
	Relave Grueso	32	0.0	1.6
	Relave Fino	25	0.0	1.5
N° 2 Aguas Arriba	Material Cuaternario	32	0	2
	Relave Grueso	30	0	1.6
	Relave Fino	25	0	1.5
N° 3 Aguas Abajo	Material Cuaternario	30	0.0	1.8
	Muro	38	0.0	2.1
	Dique	32	0.0	1.9
	Relave grueso (superior)	26	0.0	2.1
	Relave grueso (inferior)	31	0.0	2.1
	Relave Fino	0	0.0	2.0
N° 4 Línea Central	Material Cuaternario	30	1.0	1.9
	Presa de Arranque	34	0.0	2.2
	Relave Grueso	36	0.0	1.9
	Relave Fino	0	0.0	1.5

## 6.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y SEUDO-ESTÁTICO

### 6.3.1 Coeficiente sísmico utilizado

Los valores del coeficiente sísmico utilizados en el análisis de estabilidad pseudo-estático han sido tomados como una fracción de la máxima aceleración sísmica calculada a partir del Estudio de Peligro Sísmico, considerando períodos de retorno de 150 años para depósitos operativos y 500 años para depósitos inactivos. Para los casos analizados se tienen los valores que se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla N° 6.9**  
**Coeficiente sísmico utilizado**

<b>Caso</b>	<b>Coeficiente Sísmico</b>
N° 1	0.20
N° 2	---
N° 3	0.20
N° 4	0.15

### 6.3.2 Análisis realizados

Se ha analizado la estabilidad del depósito de relaves en condición estática y pseudo-estática utilizando los valores de coeficiente sísmico indicados en la sección anterior. Para tal efecto se han utilizado los programas de cómputo **XSTABL** y **PCSTABL** los resultados se pueden se presentan en el Anexo 3.

Para el caso del Depósito de Relaves Aguas Arriba (Caso N° 2) no se ha realizado el análisis pseudo-estático debido a que este depósito presenta un nivel de agua que compromete parcialmente el dique, este nivel de agua fue detectado a aproximadamente 12.0 m de profundidad en el piezómetro instalado en la perforación P-6. El comportamiento de los relaves, ante la ocurrencia de un evento sísmico donde podría ocurrir licuación de los materiales saturados que se encuentran por debajo del nivel

piezométrico, no puede ser tomado en cuenta por el método simplificado de análisis de estabilidad pseudo-estático. Es necesario, en este caso llevar a cabo un detallado análisis para evaluar el comportamiento y estabilidad del depósito después de la ocurrencia de un evento sísmico. Este análisis, que es llamado post-sismo, será presentado más adelante.

El análisis en condición pseudo-estática de los Depósitos de Relaves Aguas Abajo y de Línea Central (Casos N° 3 y N° 4), fue llevado a cabo debido a que estos, a pesar de que se encuentran actualmente operativos, no presentan un nivel de agua lo cual fue verificado a través de las lecturas en los piezómetros instalados en el cuerpo de la presa de estos depósitos. Para el caso del depósito aguas abajo, se consideran dos posibles mecanismos de falla, uno asociado a una falla de la base (falla A), y el otro asociado a la falla del material de relave por encima del muro de contención existente (falla B).

Los factores de seguridad calculados en el análisis son presentados en la siguiente tabla:

**Tabla N° 6.10**  
**Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad**

Casos		Factores de Seguridad	
		Estático	Seudo-estático
N° 1		1.449	0.964
N° 2		1.630	---
N° 3	Falla A	1.774	1.082
	Falla B	1.736	1.061
N° 4		2.290	1.510

Se observa que los valores obtenidos de los factores de seguridad, son mayores que los mínimos recomendados, pudiendo ser considerados como depósitos estables. Sin embargo en el Caso N° 1 se tiene en el análisis pseudo-estático un valor menor que la unidad. El alto valor del factor de seguridad obtenido en el análisis estático en el depósito del Caso N° 4, se debe al ángulo de inclinación relativamente bajo que presenta el talud.

## 6.4 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS ESTÁTICOS

En las Figuras N° 6.5 al 6.8 se presentan las diferentes mallas de elementos finitos utilizadas en el análisis estático y dinámico. En el análisis efectuado se ha modelado la construcción del dique de arranque (cuando éste existe) y la deposición del material de relave en diferentes número de capas, dependiendo de la altura de cada depósito. El espesor de cada capa es aproximadamente el mismo.

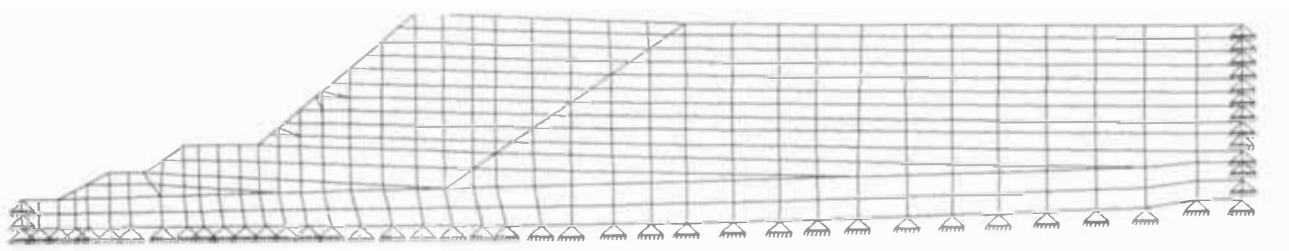


Figura N° 6.5: Depósito de Relaves Caso N°1. Malla de elementos finitos.

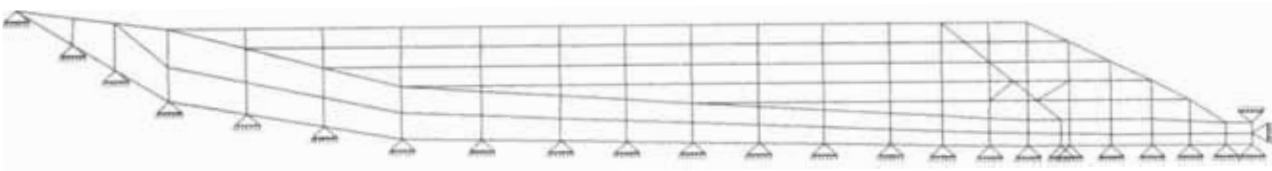


Figura N° 6.6: Depósito de Relaves Caso N°2. Malla de elementos finitos.

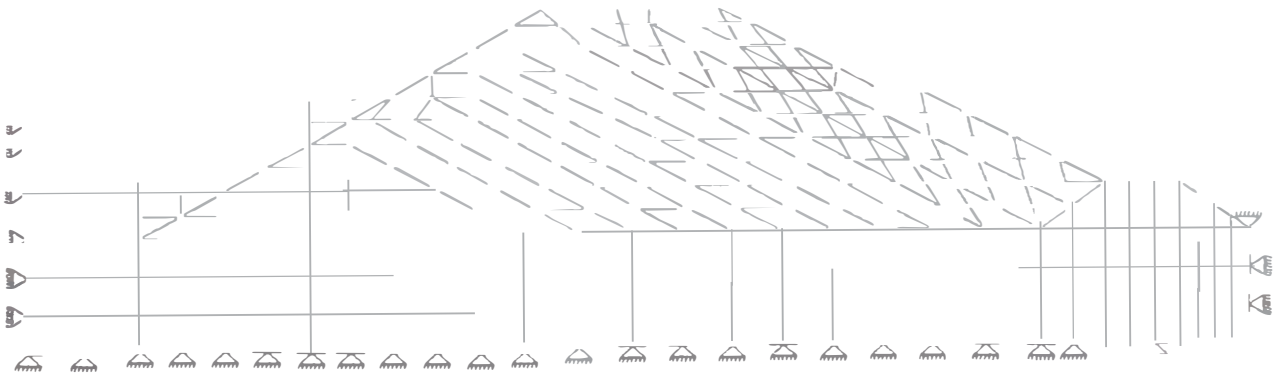


Figura N° 6.7: Depósito de Relaves Caso N°3. Malla de elementos finitos.

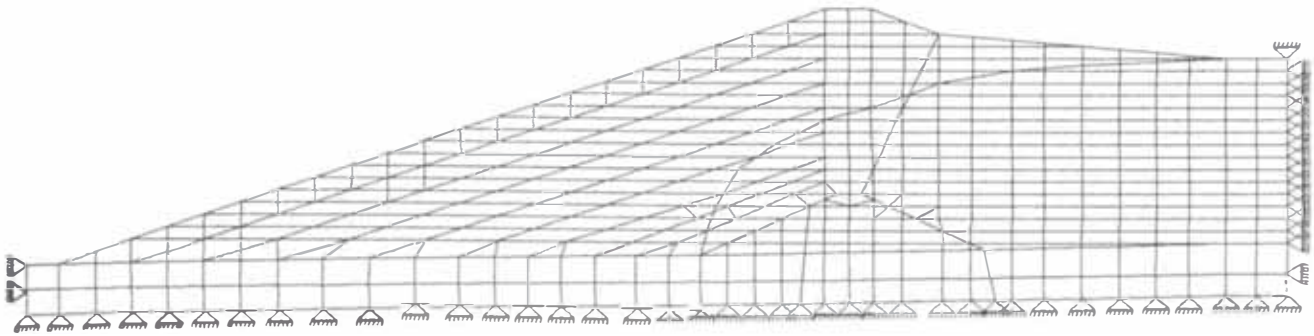


Figura N° 6.8: Depósito de Relaves Caso N° 4. Malla de elementos finitos.

Para la determinación de los esfuerzos cortantes estáticos inducidos durante el proceso de deposición de los relaves se ha utilizado el programa **GESSDA** (Parra, 1996), basado en la técnica numérica de elementos finitos. En este programa el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal es reproducido utilizando el modelo hiperbólico (Duncan y Chang, 1970) y la secuencia de deposición del relave es modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas.

La estimación de los parámetros hiperbólicos utilizados en el modelo constitutivo empleado (modelo hiperbólico), se ha realizado a partir de ensayos triaxiales consolidados-drenados (CD), llevados a cabo en muestras de relave procedentes de los depósitos de relave evaluados y a partir de la información existente en la literatura para materiales similares a los analizados (Duncan et al., 1980).

Se presenta las siguientes tablas con los parámetros hiperbólicos utilizados en el análisis estático de los depósitos de relaves estudiados.



**Tabla N° 6.11**  
**Caso N°1. Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación**

<b>Parámetros</b>	<b>Dique</b>	<b>Relave Grueso</b>	<b>Relave Fino</b>
$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	2.0	1.6	1.5
$\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	2.2	0.8	1.75
$K_o$	0.8	0.5	0.5
K	200	165	60
$K_{ur}$	300	290	150
N	1.07	0.69	0.90
$R_f$	0.57	0.64	0.70
$K_b$	200	100	20
M	0.89	0.40	1.0
$c$ (T/m <sup>2</sup> )	0.0	0.0	0.0
$\phi$ (°)	32	32	25
$\Delta\phi$ (°)	0	2	0

**Tabla N° 6.12**  
**Caso N°2. Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación**

<b>Parámetros</b>	<b>Dique</b>	<b>Relave Grueso</b>	<b>Relave Fino</b>
$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	1.9	1.6	1.5
$\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	2.0	1.8	1.75
$K_o$	0.8	0.5	0.5
K	200	150	60
$K_{ur}$	300	280	150
N	1.07	0.55	0.90
$R_f$	0.57	0.65	0.70
$K_b$	200	100	20
m	0.89	0.40	1.0
$c$ (T/m <sup>2</sup> )	0.0	0.0	0.0
$\phi$ (°)	30	27-30	25
$\Delta\phi$ (°)	0	2	0

**Tabla N° 6.13**  
**Caso N°3. Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación**

<b>Parámetros</b>	<b>Cuaternario</b>	<b>Dique</b>	<b>Relave Grueso</b>	<b>Relave Fino</b>
$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	1.9	2.2	2.1	2.0
$\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	2.1	2.1	2.3	2.2
$K_o$	0.7	0.8	0.5	0.5
K	160	420	330	110
$K_{ur}$	300	700	660	275
N	0.81	0.50	0.281	0.515
$R_f$	0.63	0.78	0.79	0.75
$K_b$	100	125	70	38
m	0.81	0.46	0.45	0.323
c (T/m <sup>2</sup> )	1.0	0.0	0.0	0.0
$\phi$ (°)	30	40	28-30	24
$\Delta\phi$ (°)	0	0	2	0

**Tabla N° 6.14**  
**Caso N°4. Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación**

<b>Parámetros</b>	<b>Cuaternario</b>	<b>Dique</b>	<b>Relave Grueso</b>	<b>Relave Fino</b>
$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	1.9	2.2	1.9	1.5
$\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	2.1	2.3	2.1	1.7
$K_o$	0.7	0.8	0.8	0.5
K	160	350	340	60
$K_{ur}$	300	500	510	150
N	0.81	0.50	0.60	0.90
$R_f$	0.63	0.78	0.69	0.70
$K_b$	100	125	140	40
m	0.81	0.45	0.40	1.00
c (T/m <sup>2</sup> )	1.0	0.0	0.0	0.0
$\phi$ (°)	30	34	36	25
$\Delta\phi$ (°)	0	3	0	0

## 6.5 ANÁLISIS DINÁMICO

### 6.5.1 Características del terremoto de diseño

Los valores de aceleraciones máximas probables que inducirán los movimientos sísmicos a nivel del basamento rocoso fueron obtenidos a partir del análisis de peligro sísmico realizado para la ubicación específica de cada depósito estudiado y considerando periodos de retorno recomendados por las normas de medio ambiente. Los valores de magnitudes han sido determinados considerando la influencia de las diferentes fuentes sismogénicas existentes en el área estudiada.

Se presenta en la tabla siguiente las características del terremoto de diseño utilizado en el análisis dinámico y del potencial de licuación de cada depósito investigado en el presente trabajo:

**Tabla N° 6.15**  
**Valores de aceleraciones máximas y magnitudes**

<b>Depósito</b>	<b>Condición</b>	<b>Período de Retorno (años)</b>	<b>Sismo de Operación <math>a</math> (g)</b>	<b>Magnitud <math>M_s</math></b>
N°1	Inactivo	500	0.35	7.5
N°2	Operativo	150	0.28	7.5
N°3	Operativo	150	0.29	7.8
N°4	Operativo	150	0.29	7.5

### 6.5.2 Análisis de Respuesta Sísmica

La evaluación de la respuesta sísmica fue realizada utilizando el mismo programa de elementos finitos empleado en el análisis estático (GESSDA). Este programa permite realizar un análisis secuencial estático y dinámico, en el cual los esfuerzos finales,

En las Figuras de la N° 6.9 al 6.16, se muestran las distribuciones de esfuerzos cortantes ( $\tau_{xy}$ ) y de la relación de esfuerzos cortantes y esfuerzos verticales ( $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$ ), obtenidas del análisis efectuado por elementos finitos en cada uno de los casos investigados.

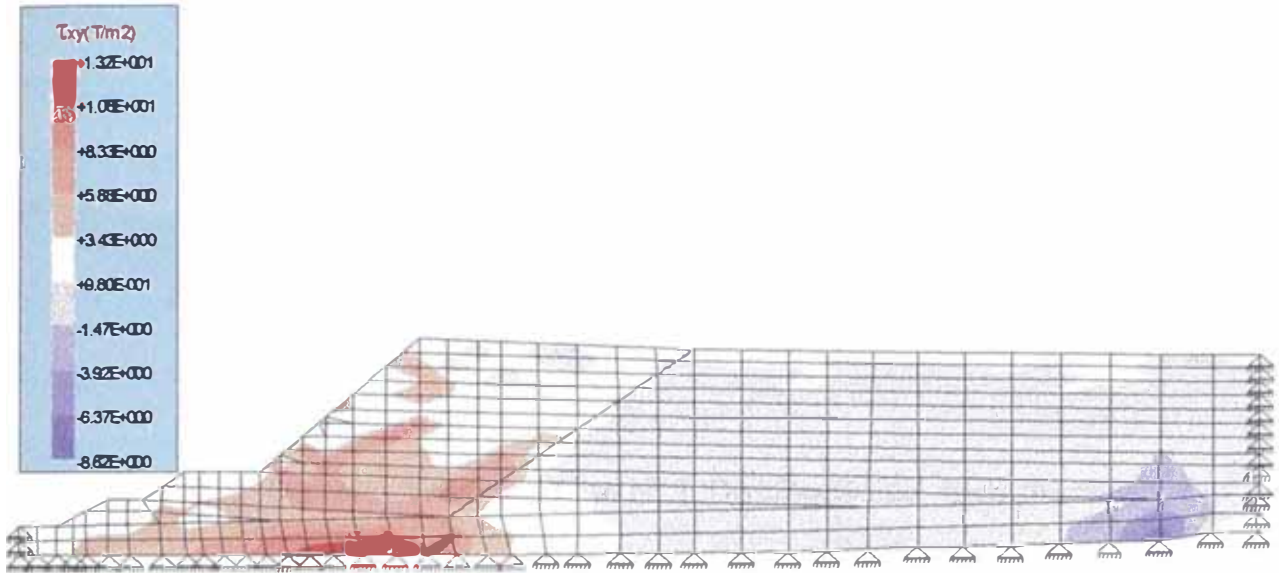


Figura N° 6.9: Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

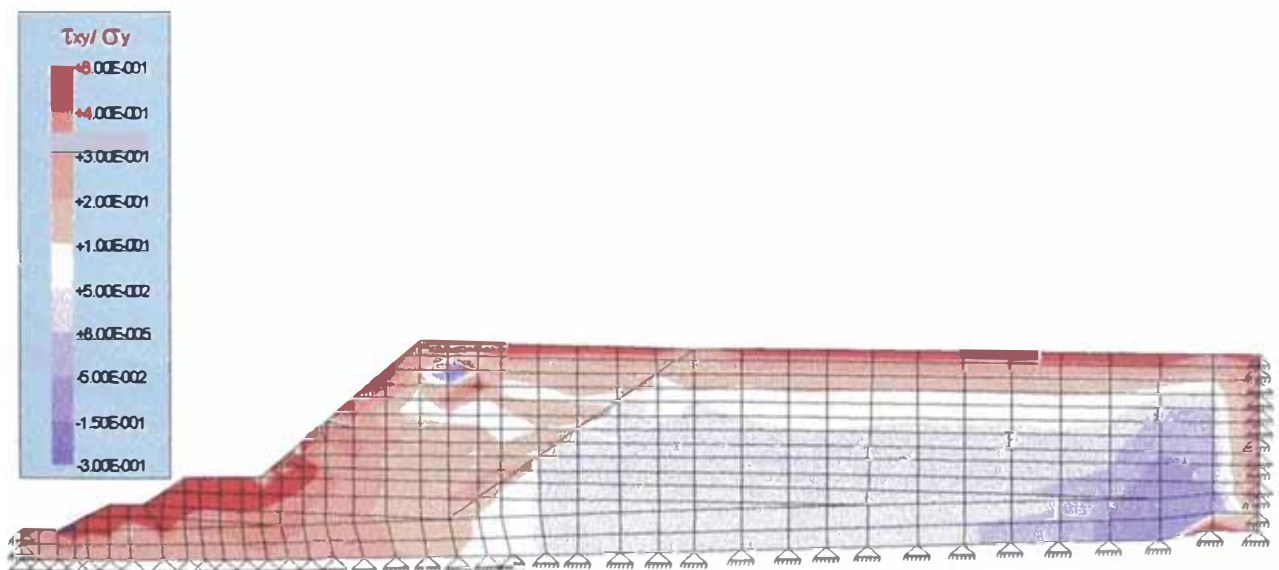


Figura N° 6.10: Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución de la relación  $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$

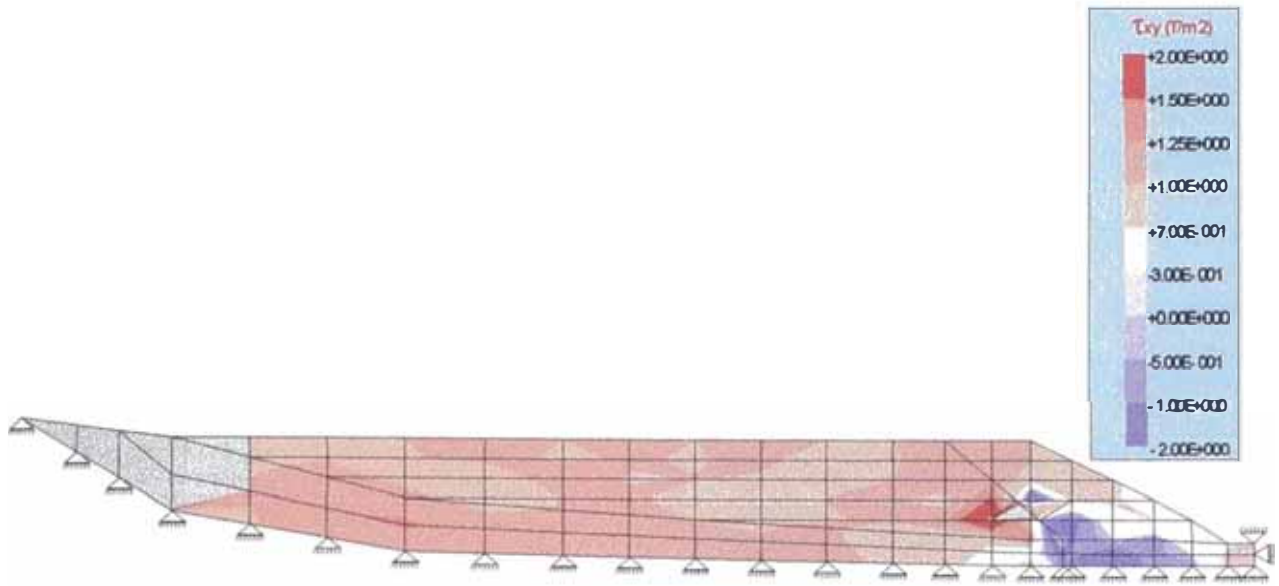


Figura N° 6.11: Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

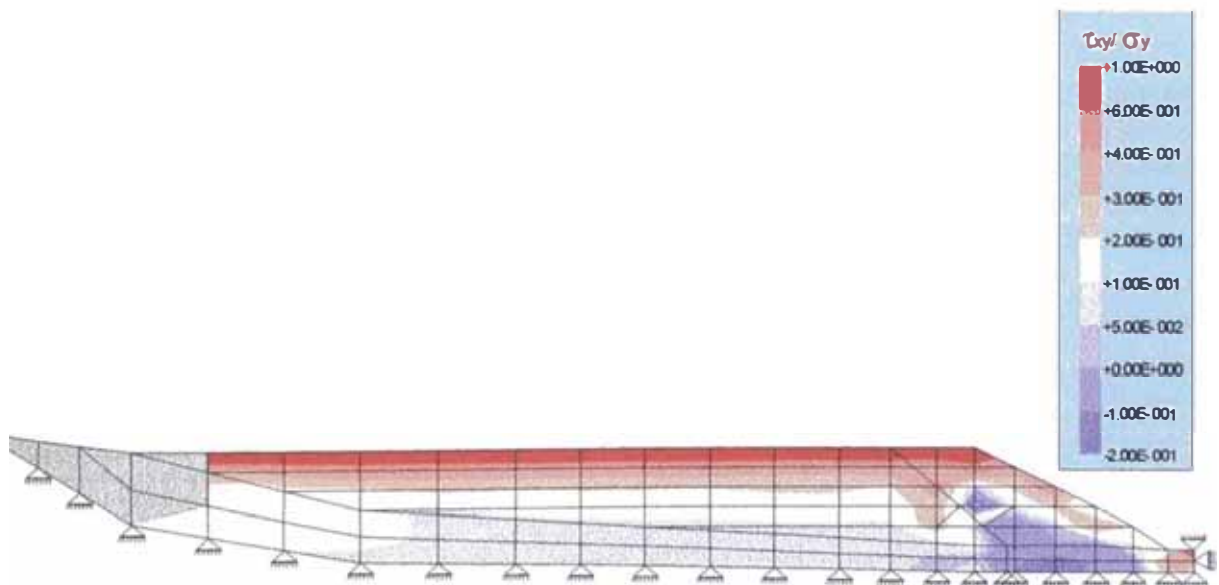


Figura N° 6.12: Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución de la relación  $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$

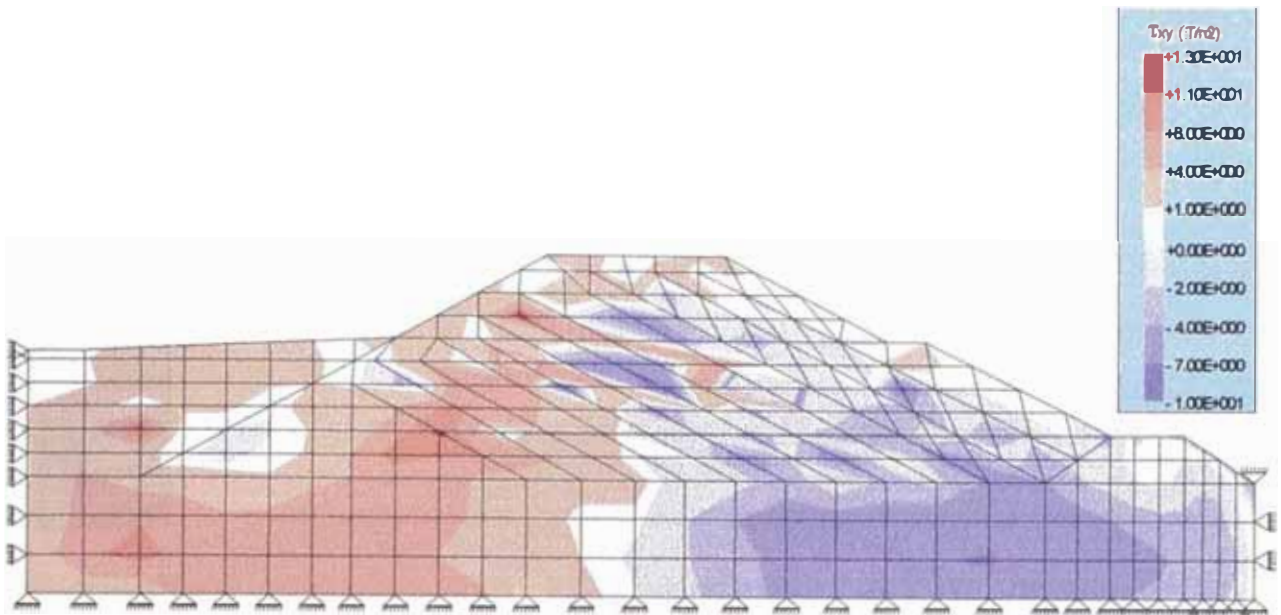


Figura N° 6.13: Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

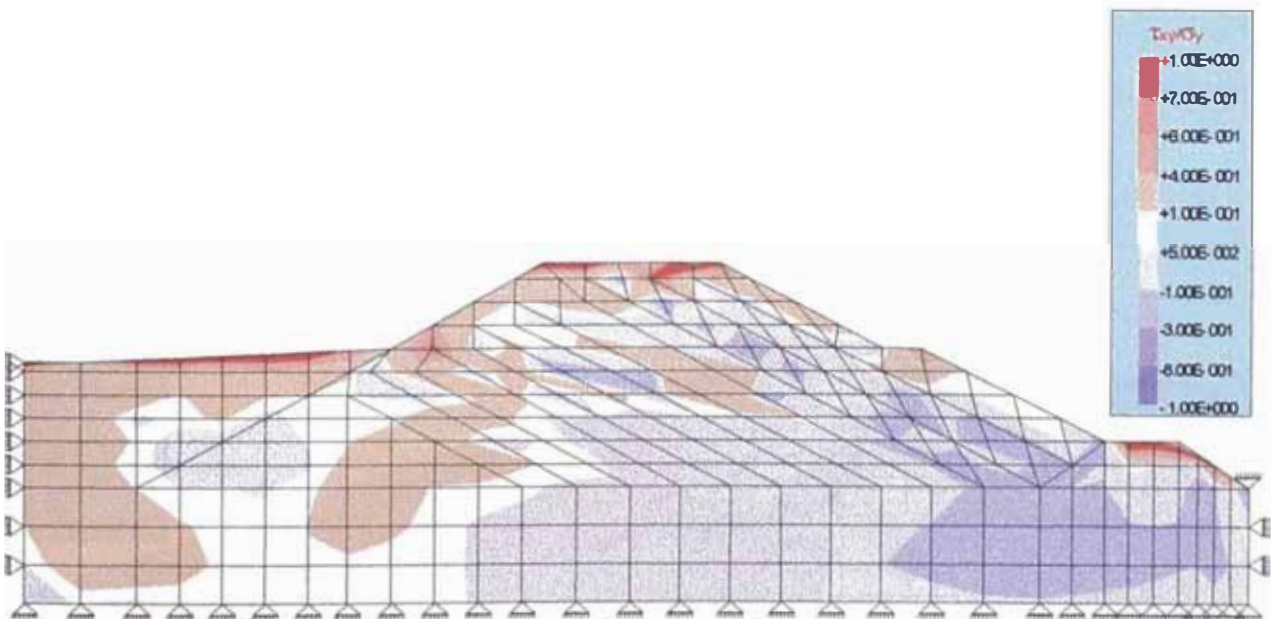


Figura N° 6.14: Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución de la relación  $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$

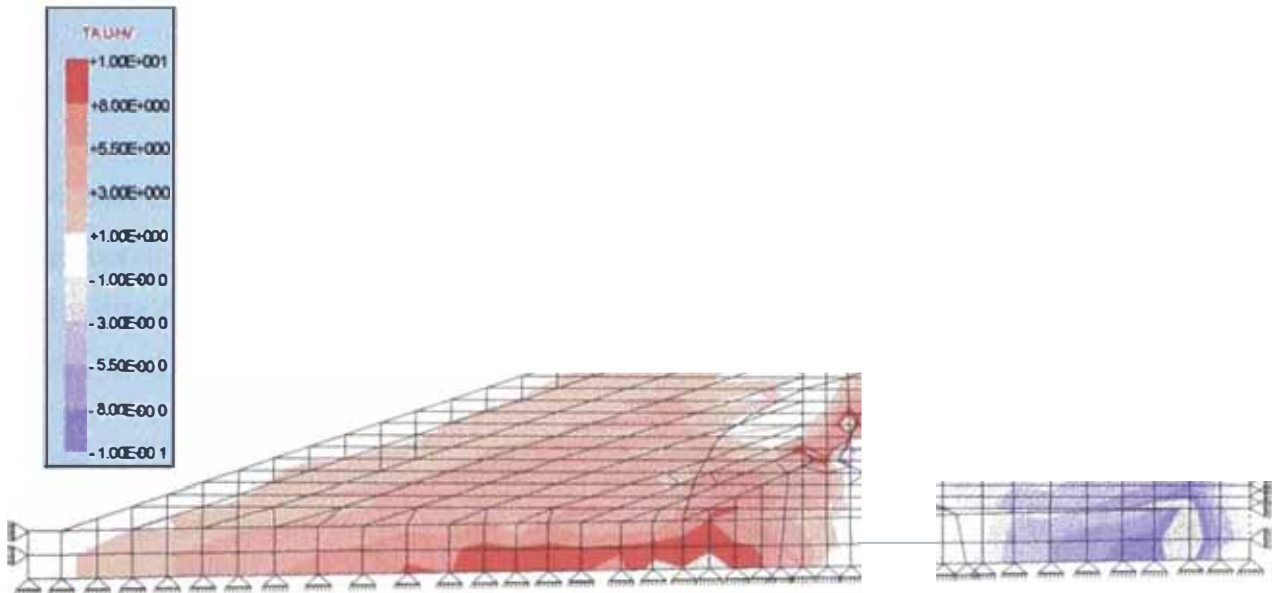


Figura N° 6.15: Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

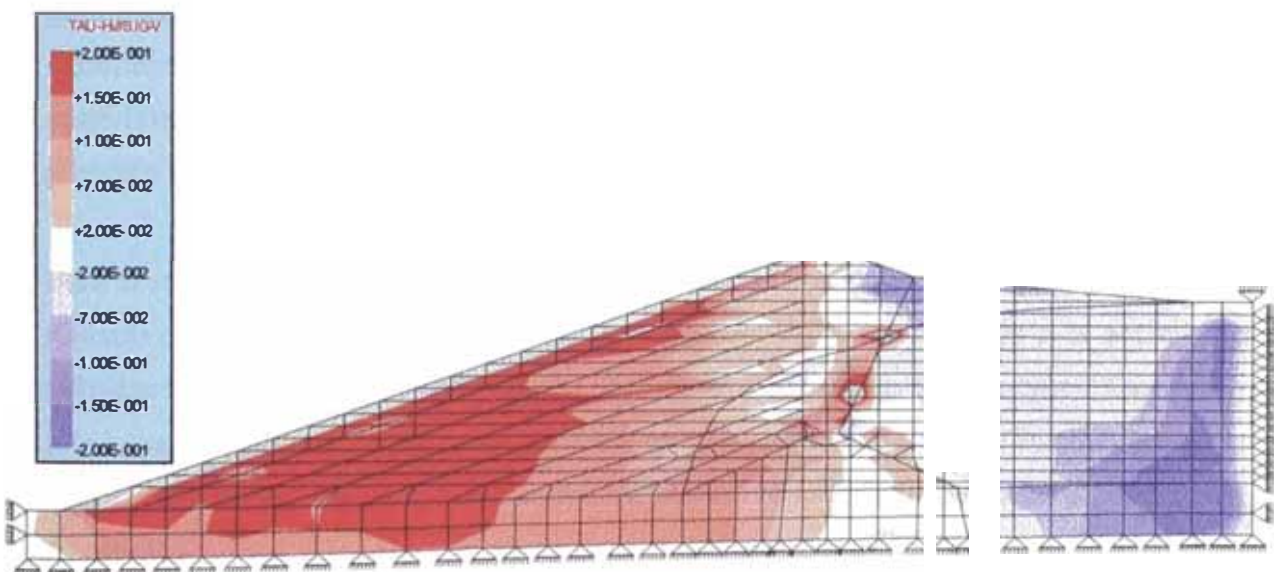


Figura N° 6.16: Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución de la relación  $\alpha = \tau_{xy} / \sigma_y$

obtenidos en el análisis estático, son tomados como esfuerzos iniciales antes de la aplicación de las cargas sísmicas. El cálculo de estos esfuerzos es importante para la determinación del módulo cortante de materiales granulares a partir de la expresión empírica propuesta por Seed e Idriss (1970):

$$G = 21.7 P_a K_2 \left( \frac{\bar{\sigma}_m}{P_a} \right)^{1/2} \quad (1)$$

donde:  $P_a$  es la presión atmosférica;  $K_2$  es el coeficiente del módulo cortante y  $\bar{\sigma}_m$  es el esfuerzo efectivo medio. El módulo cortante tiene las unidades de la presión atmosférica. En esta expresión se observa que el módulo cortante es dependiente, entre otros factores, del nivel de esfuerzos iniciales actuantes en el punto considerado.

El programa mencionado realiza el análisis dinámico a través del modelo lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969), actualizando las propiedades dinámicas en función del nivel de deformaciones cortantes inducidas por el movimiento sísmico y considerando amortiguamiento variable en cada elemento. Las mallas de elementos finitos utilizadas para el análisis de respuesta sísmica de los diferentes depósitos de relaves son las mismas utilizadas en el análisis estático.

Los parámetros utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y factor de amortiguamiento han sido tomados de la literatura existente, considerando que el comportamiento de los relaves, grueso y fino, corresponden a suelos granulares (arenas) y que el dique de arranque y suelo cuaternario de cimentación son materiales de origen morrénico o fluvio-aluvial, pudiendo ser considerados también como materiales granulares. La Tabla N° 6.16 resume los parámetros dinámicos utilizados en el presente análisis.

Para el análisis de respuesta sísmica se ha utilizado la componente horizontal (N820) del registro de aceleraciones del terremoto de Lima de 1974, normalizado a la aceleración máxima indicada en la sección anterior. Es importante indicar, que terremotos asociados a la zona de subducción, como el utilizado en el presente estudio, son los que causarían los mayores daños debido a la alta actividad sísmica reportada en esta zona de interacción de placas.



**Tabla N° 6.16**  
**Valores de  $K_{2\max}$  para el análisis de respuesta sísmica**

<b>Caso</b>	<b>Relave Grueso</b>	<b>Relave Fino</b>	<b>Material Cuaternario</b>	<b>Dique</b>	<b>Muro</b>
N° 1	40	30	100	100	--
N° 2	40	30	100	--	--
N° 3	45	30	70	100	150
N° 4	70	30	70	100	--

Los resultados del análisis indican la ocurrencia de amplificación de las aceleraciones en la cresta de todos los depósitos. Las aceleraciones máximas en la superficie del depósito del Caso N° 1 fueron de 0.42-0.49g. Para el depósito del Caso N° 2 fue 0.48g, es decir, se verifica una amplificación máxima de 1.7, que se debe probablemente a la mayor extensión longitudinal del mismo con relación a los otros depósitos. En el depósito del Caso N° 3 la aceleración máxima fue 0.50-0.53g, es decir, se verifica una amplificación máxima de 1.8 para el depósito. En el depósito del Caso N° 4 la aceleración máxima fue 0.40g. Es importante indicar que los movimientos calculados en la superficie de los depósitos están caracterizados por presentar períodos más largos que los movimientos en la base.

En las Figuras N° 6.17 al N° 6.20 se presenta la distribución de esfuerzos cortantes máximos en planos horizontales que son inducidos por el movimiento sísmico. Estos valores son importantes para la evaluación del potencial de licuación del depósito de relaves.

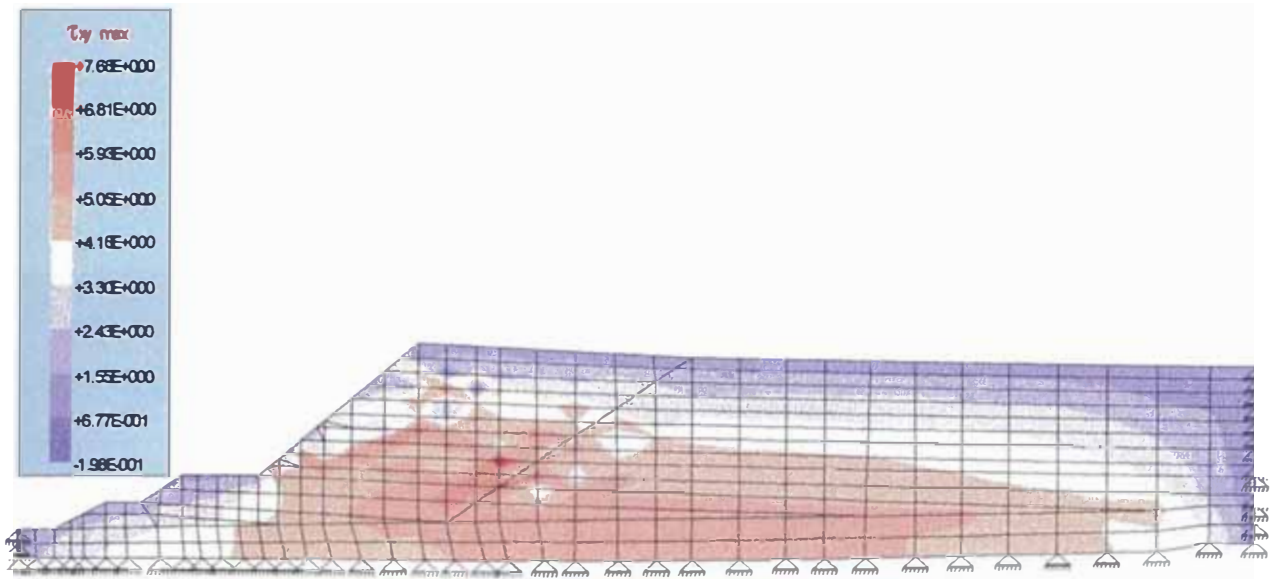


Figura N° 6.17: Depósito de Relaves Caso N° 1. Distribución de esfuerzos cortantes dinámicos máximos  $\tau_{xy \max}$

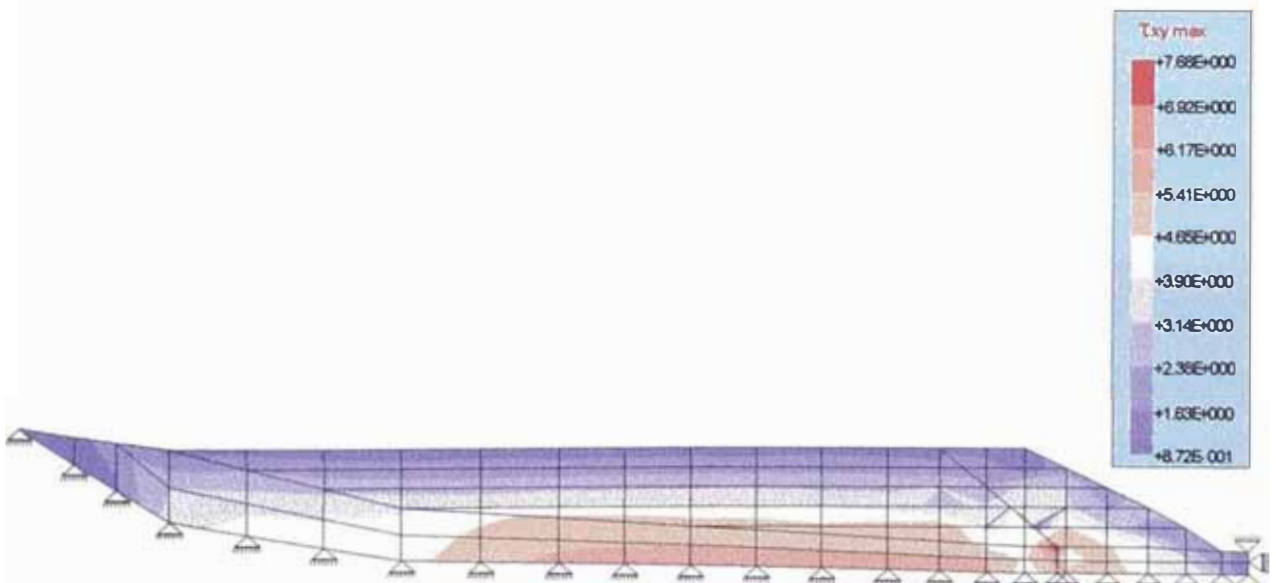


Figura N° 6.18: Depósito de Relaves Caso N° 2. Distribución de esfuerzos cortantes dinámicos máximos  $\tau_{xy \max}$

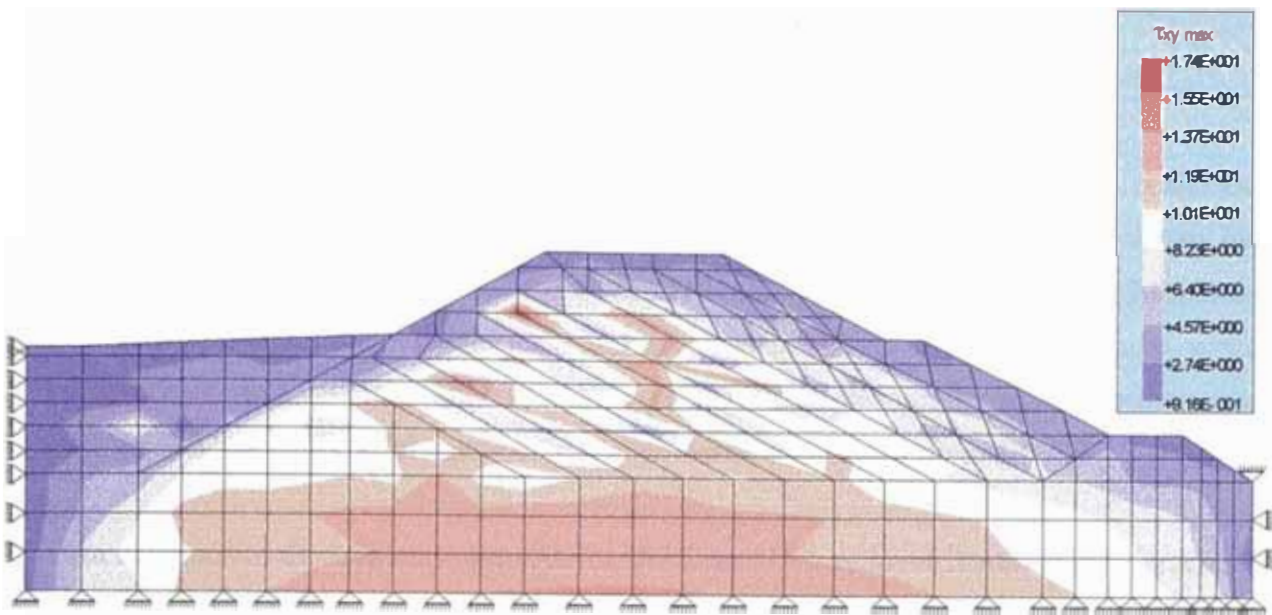


Figura N° 6.19: Depósito de Relaves Caso N° 3. Distribución de esfuerzos cortantes dinámicos máximos  $\tau_{xy \max}$

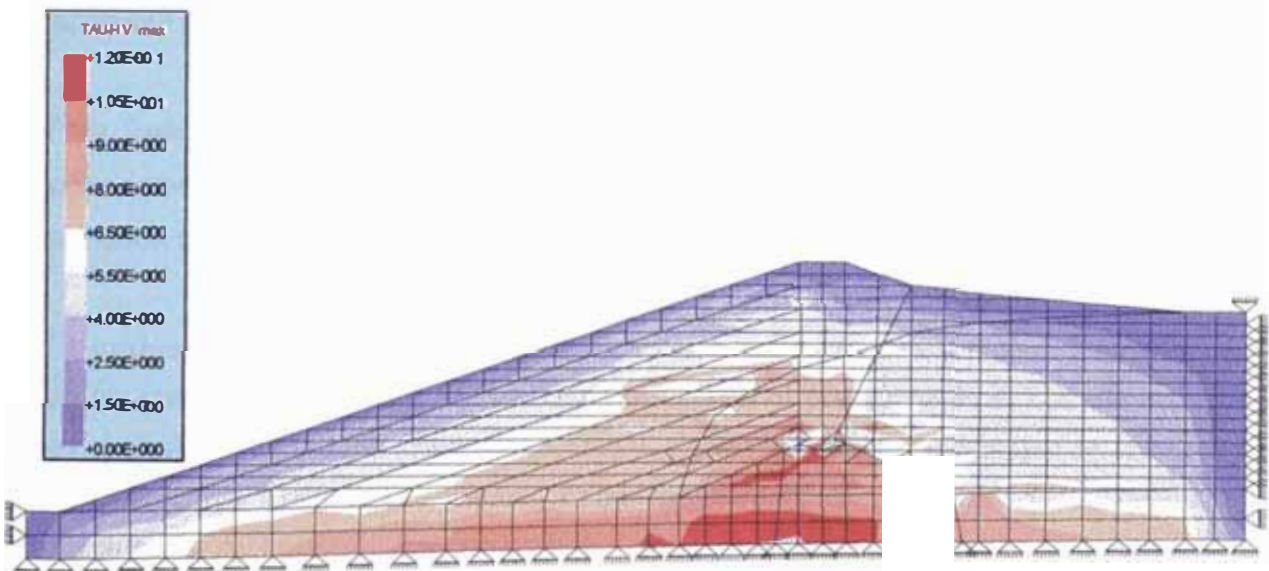


Figura N° 6.20: Depósito de Relaves Caso N° 4. Distribución de esfuerzos cortantes dinámicos máximos  $\tau_{xy \max}$

## 6.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POST-SISMO

### 6.6.1 Evaluación del potencial de licuación de los materiales de relaves

El análisis de licuación en el Depósito de Relaves Inactivo Caso N° 1 se ha realizado considerando que la profundidad del nivel freático se encuentra a 23 metros en las perforaciones P-1 y P-2, y a 5 metros en la perforación P'-2, esto es, 2.50 y 1.50 metros por encima del fondo del depósito. Si bien el depósito se encuentra inactivo y sin presencia de agua verificada en las lecturas de los niveles piezométricos, se considera que esta ubicación del nivel del agua como una probable condición extrema.

Para el Depósito de Relaves Aguas Arriba del Caso N° 2, el nivel freático considerado ha sido aquel obtenido en la perforación P-6, es decir 12 metros de profundidad.

En el caso del Depósito de Relaves Aguas Abajo Caso N° 3, se ha asumido una condición extrema de altura de agua de 5.0 metros en la ubicación de la perforación S-1 (cresta de la presa).

Para el Caso N° 4 del Depósito de Relaves de Línea Central se ha considerado un nivel freático a 17.00 metros en la ubicación de la perforación S-11 (cresta de la presa), donde se asume que el depósito tiene la altura final de diseño.

Para fines del análisis, los materiales de relave fino clasificados como CL, han sido considerados como ML, con la posibilidad de ocurrencia de licuación debido a la cohesión nula que presentan.

La evaluación de la relación de esfuerzo de corte cíclico necesario para causar licuación en los materiales de relave, fue realizada utilizando el programa **DLICUA** desarrollado en el CISMID de la UNI (Parra D. y Alva J., 1991) aplicando los factores de corrección por sobrecarga y esfuerzos cortantes, como fue indicado en el capítulo 5. Los resultados del análisis de licuación son presentados en el Anexo 2. A continuación se presentan algunos comentarios a partir de los resultados obtenidos en cada depósito.

#### Caso N° 1

Se observa en este depósito que en las perforaciones P-1 y P-2 por debajo de los 15.5 metros de profundidad, es decir, debajo de la supuesta ubicación del nivel freático, en

general, se presentan valores mayores que la unidad, indicando que los materiales de relave grueso, clasificados según SUCS como SM, no sufrirían la ocurrencia de licuación inducida por el movimiento sísmico, debido al estado medianamente compacto a compacto que caracteriza a estos materiales. Los materiales de relave grueso encontrados en el depósito investigado presentan valores de resistencia a la penetración relativamente altos en comparación a los valores típicamente bajos reportados en otros depósitos de relaves, ya sea operativos o inactivos. En la perforación P'-2 realizada en la plataforma cercana al pie del talud se verifica la ocurrencia de licuación por debajo de la supuesta ubicación del nivel de agua. Sin embargo, la ocurrencia de licuación en una pequeña zona muy localizada, cerca del dique de este depósito no compromete la estabilidad global de todo el depósito. Por otro lado, es de esperar que una banquetta estabilizadora mejore las características de resistencia de los materiales de relaves de esta parte del talud, mejorando con ello su resistencia a la licuación.

### **Caso N° 2**

En este depósito se observa que por encima de la ubicación del nivel freático, se presentan factores de seguridad menores que la unidad, no correspondiendo necesariamente a una condición de licuación, debido a que el suelo se encuentra en condición no saturada. Sin embargo, por debajo del nivel del agua los materiales de relave fino (ML) que aparecen a estas profundidades, sufrirían la ocurrencia de licuación debido al estado suelto y condición saturada que presentan.

### **Caso N° 3**

En el caso de este depósito los valores de los factores de seguridad sin la aplicación de los factores de corrección, a las profundidades de interés, es mayor que la unidad debido al estado medianamente compacto que presentan. Sin embargo, debido a la forma en la cual los materiales de relave son depositados, simulados adecuadamente a través de la secuencia constructiva de la presa en el análisis esfuerzo-deformación por elementos finitos, se generan esfuerzos cortantes importantes cuyo efecto, asociado al efecto de la importante sobrecarga a estas profundidades, reduce drásticamente el factor de seguridad a valores menores que la unidad, indicando la ocurrencia de licuación para el terremoto de diseño considerado en el análisis.

### **Caso N° 4**

En este depósito el análisis indica que, sin la aplicación de los factores de corrección, los

factores de seguridad son también mayores que la unidad. Sin embargo, los elevados valores del esfuerzo de sobrecarga, del orden de 5.0 Kg/cm<sup>2</sup> (500 kPa), reducen los factores de seguridad a valores menores que la unidad indicando también, en este caso, la ocurrencia del fenómeno, aunque la extensión de la zona licuada se limita a la región saturada mucho menor que la región no saturada del depósito.

### 6.6.2 Evaluación de la resistencia residual no-drenada

La resistencia residual no drenada de los materiales de relave que sufren licuación fue evaluada a partir de las correlaciones con los valores de resistencia a la penetración corregidos  $N_1$ , presentados en el capítulo 5, Figura N° 5.6 y los valores obtenidos son presentados en el Anexo 2. Es necesario indicar que para el depósito del Caso N° 1, no se ha evaluado este parámetro debido a que en la condición extrema de ubicación del nivel de agua, no se verifica la ocurrencia de licuación.

Se presenta en la siguiente tabla los rangos de valores de resistencia residual para los materiales de relave grueso y fino de cada depósito estudiado:

**Tabla N° 6.17**  
**Valores de resistencia residual no drenada**

Depósito	Resistencia Residual no Drenada $S_{ur}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Relave Grueso	Relave Fino
N° 1	---	---
N° 2	0.11-0.13	0.05-0.08
N° 3	0.13-0.30	---
N° 4	0.09-0.17	---

### 6.6.3 Resultados del análisis de estabilidad post-sismo

Para el análisis de estabilidad post-sismo se utilizaron los parámetros de resistencia de los materiales de relave grueso y fino para cada caso estudiado, indicados en la siguiente Tabla:

**Tabla N° 6.18**  
**Parámetros de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad post-sismo**

Depósito	Material		$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\bar{\phi}$ (°)	$\bar{c}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\phi_u$ (°)	$S_{ur}$ (T/m <sup>2</sup> )
N° 2	Cuaternario		1.9	32	0.0	--	--
	Relave Grueso	No licuado	1.6	30	0.0	--	--
		Licuado	1.6	--	--	0	1.3
	Relave Fino	No licuado	1.5	25	0.0	--	--
		Licuado	1.5	--	--	0	0.8
N° 3	Cuaternario		1.8	30	0.0	--	--
	Dique		1.9	32	0.0	--	--
	Muro		2.1	38	0.0	--	--
	Relave Grueso Superior	No licuado	2.1	26	0.0	--	--
		Licuado	2.1	--	--	0	2.2
	Relave Grueso Inferior	No licuado	2.1	31	0.0	--	--
		Licuado	2.1	--	--	0	2.2
Relave Fino	En suspensión	2.0	0	0.0	--	--	
N° 4	Cuaternario		1.9	30	1.0	--	--
	Presa de arranque		2.2	34	0.0	--	--
	Relave Grueso	No licuado	1.9	36	0.0	--	--
		Licuado	1.9	--	--	0	1.4
	Relave Fino	En suspensión	1.5	0	0.0	--	--

El análisis de estabilidad post-sismo se ha llevado a cabo considerando la misma configuración de los depósitos evaluados en el análisis estático y pseudo-estático. Los gráficos de las superficies de falla obtenidas son presentados en el Anexo 3. En la Tabla N° 6.19 se presentan los factores de seguridad calculados.

**Tabla N° 6.19**  
**Factores de seguridad calculados en el análisis post-sismo**

<b>Depósito</b>	<b>Factor de Seguridad</b>
N° 2	0.519
N° 3	1.106
N° 4	1.980

Finn (1996) señala que para el análisis de estabilidad post-sismo, incorporando la resistencia residual en los materiales que han sufrido licuación, un factor de seguridad es considerado aceptable si se encuentra en el rango de 1.1 a 1.2. Como se puede observar, con excepción del Depósito del Caso N° 2, los factores de seguridad para las condiciones de nivel freático indicadas anteriormente, son mayores que los mínimos recomendados pudiéndose considerar esta condición como satisfactoria.

Por lo tanto, es indispensable que los sistemas de drenaje existentes y en proyecto puedan canalizar la mayor parte de las aguas de escorrentía superficial, evitando así su ingreso a los depósitos de relaves, lo cual podría elevar el nivel piezométrico y comprometer la estabilidad de los depósitos ante la ocurrencia de movimientos sísmicos como los considerados en el presente análisis.

En el gráfico de las superficies de falla calculadas en el análisis de estabilidad del depósito Caso N° 2 se puede observar que estas superficies comprometen los materiales que han sufrido licuación y que han sido modelados, para efectos del análisis post-sismo, considerando su resistencia residual no drenada. Es debido a este hecho que los factores de seguridad calculados presentan valores bastante bajos.

#### **6.6.4 Evaluación del potencial de deformación**

A partir del análisis simplificado de licuación y del procedimiento para la verificación de la estabilidad de un depósito de relaves, se presentan las siguientes conclusiones:



**Caso N° 1**

Ante la ocurrencia de un terremoto severo y ante la existencia de una condición extrema representada por la presencia de un nivel piezométrico, el comportamiento de este depósito será satisfactorio, con la ocurrencia de ligeras deformaciones que no comprometerán la seguridad e integridad del mismo.

**Caso N° 2**

En este depósito se observa, en general, que los valores de resistencia residual son mayores que los valores de los esfuerzos cortantes estáticos, prácticamente para todas las profundidades analizadas, lo cual nos indica, que a pesar de que el terremoto esperado induciría licuación de los relaves saturados por debajo del nivel de agua actualmente existente, las deformaciones que se producirán, debido a la ocurrencia de este fenómeno, serían moderadas comprometiendo de alguna manera la estabilidad y seguridad de este depósito, pero sin la ocurrencia de una falla por flujo. Por lo tanto, se puede concluir que ante la ocurrencia de un terremoto como el considerado en el presente análisis, este depósito presenta un comportamiento inestable, sin embargo las deformaciones serán limitadas y el daño moderado, pudiendo el mismo ser remediado.

**Caso N° 3**

En este caso se observa de la misma manera que en el Caso N° 2, que los valores de la resistencia residual son mayores que los valores de los esfuerzos cortantes estáticos, debido al estado medianamente compacto que presentan a estas profundidades. Por lo que se concluye que el comportamiento sísmico de este depósito en su actual condición operativa, será satisfactorio.

**Caso N° 4**

En este depósito se verifica que la resistencia residual es menor que el esfuerzo de corte, a las profundidades de interés. Este hecho se debe a la reducción de los valores del SPT debido a la importante sobrecarga que se presenta a estas profundidades, con la consecuente disminución de la resistencia no drenada. Sin embargo, debido a la pequeña extensión de la zona saturada, lo anterior no representará condiciones de inestabilidad para la presa de relaves.

# CAPITULO 7

## INFLUENCIA DE LA DENSIDAD RELATIVA Y EL CONTENIDO DE FINOS EN EL COMPORTAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RELAVES

### 7.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo tiene por finalidad investigar el comportamiento de un depósito de relaves bajo la influencia de condiciones diferentes de densidad relativa conseguidas durante la compactación del relave durante la deposición. Asimismo, se verificará la influencia del contenido de finos, considerando ubicaciones diferentes del nivel freático. Para tal efecto, se evaluará el depósito de relaves tipo línea central Caso N° 4.

### 7.2 INFLUENCIA DE LA DENSIDAD RELATIVA

Para evaluar la influencia de la densidad relativa, se ha considerado dos formas de deposición, la primera considerando que el relave grueso es depositado de manera convencional, es decir sin compactación, con lo cual se lograría una densidad relativa del orden de 60%; y la segunda considerando un determinado grado de compactación, lo cual se puede conseguir sometiendo al relave a la energía de un rodillo liso vibratorio, después que éste ha sido depositado, alcanzando densidades relativas del orden de 85%. De este modo, el comportamiento del depósito de relaves será evaluado considerando estas dos densidades relativas diferentes, para analizar las condiciones de estabilidad y la magnitud de los desplazamientos permanentes por sismo. (Foto N°7).

#### 7.2.1 Determinación de parámetros del relave grueso

Los parámetros del relave grueso utilizados en el análisis de estabilidad y esfuerzo-deformación, fueron obtenidos a partir de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) realizados en especímenes remoldeados a las densidades relativas indicadas anteriormente. Los parámetros hiperbólicos, en los cuales se incluyen los parámetros de resistencia cortante, son ilustrados en la Tabla N° 7.1.

**Tabla N° 7.1**  
**Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación**

Parámetros	Cuaternario	Dique	Relave Grueso		Relave Fino
			Dr=60%	Dr=85%	
$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	1.9	2.2	1.6	1.9	1.5
$\gamma_{sat}$ (T/m <sup>3</sup> )	2.1	2.3	1.8	2.1	1.7
$K_o$	0.7	0.8	0.5	0.8	0.5
K	160	350	170	340	60
$K_{ur}$	300	500	255	510	150
N	0.81	0.50	0.60	0.60	0.90
$R_f$	0.63	0.78	0.70	0.69	0.70
$K_b$	100	125	40	140	40
m	0.81	0.45	0.70	0.40	1.00
$c$ (T/m <sup>2</sup> )	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\phi$ (°)	30	34	30	36	25
$\Delta\phi$ (°)	0	3	0	0	0

### 7.2.2 Análisis de estabilidad estático y pseudo-estático

Para el análisis de estabilidad estático y pseudo-estático, se utilizó el programa de computo PCSTABL. Los parámetros de resistencia del relave grueso en cada caso son  $\bar{\phi} = 30^\circ$  (Dr=60%) y  $\bar{\phi} = 36^\circ$  (Dr=85%). Los resultados en términos de factores de seguridad se pueden apreciar seguidamente.

**Tabla N° 7.2**  
**Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad**

Casos	Factores de Seguridad	
	Estático	Pseudo-estático
60%	1.860	1.230
85%	2.290	1.510

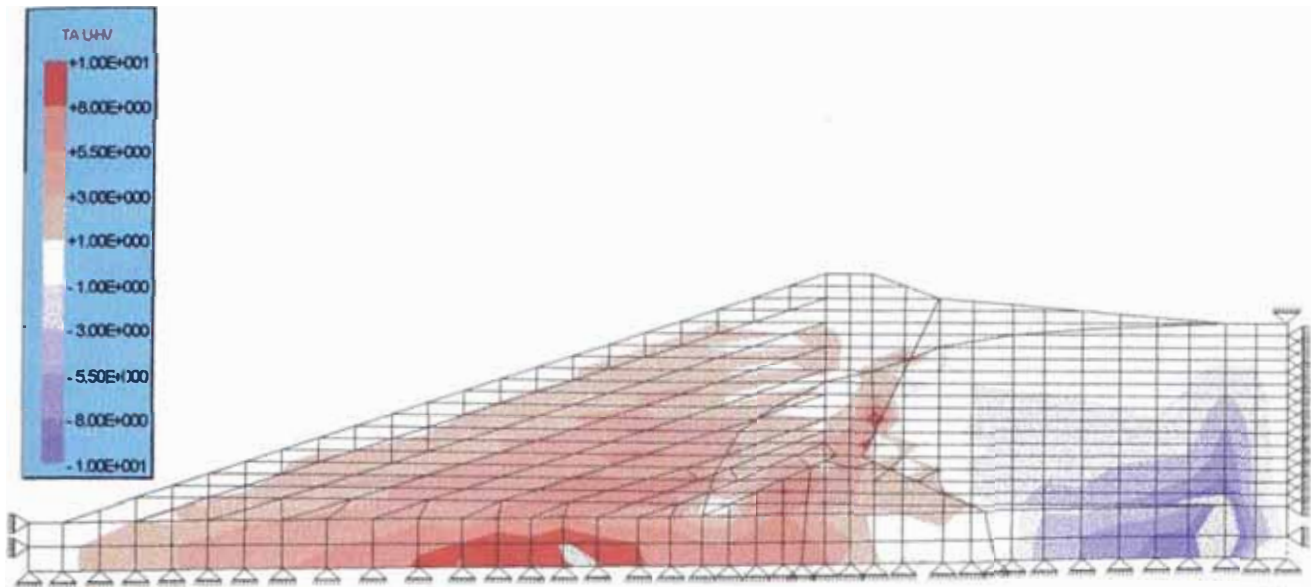


Figura N° 7.9: Depósito de Relaves con  $Dr=60\%$ . Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

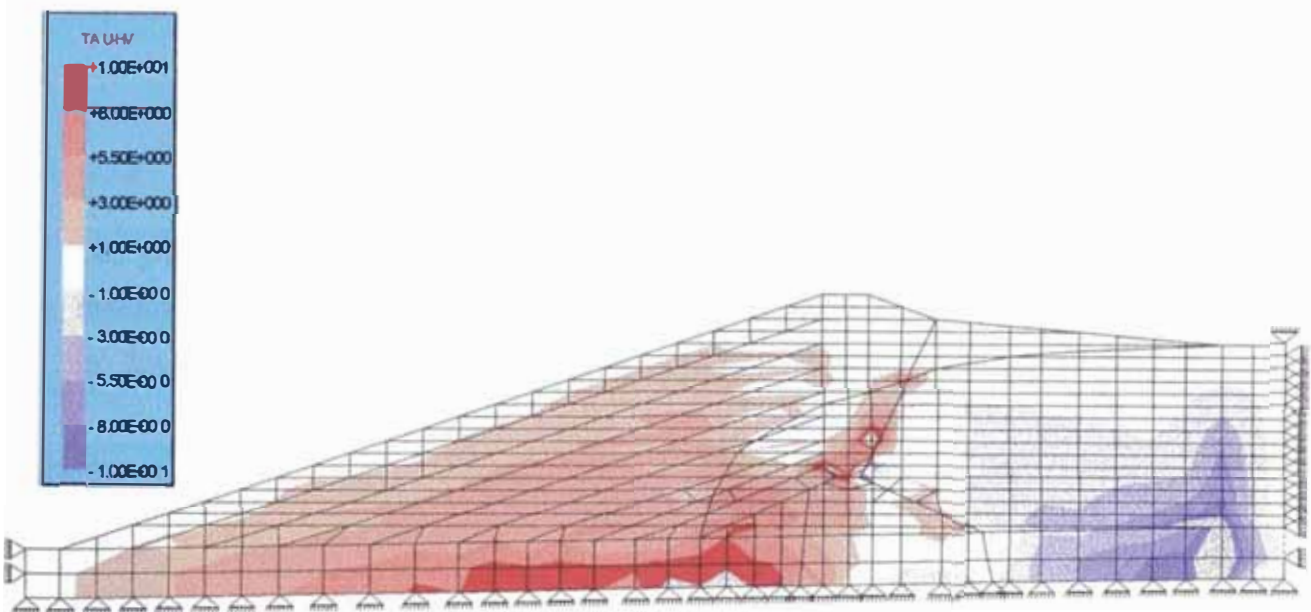


Figura N° 7.10: Depósito de Relaves con  $Dr=85\%$ . Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$

De los gráficos obtenidos podemos concluir, con referencia a los desplazamientos, que se observa un mejor comportamiento en el depósito con una densidad relativa mayor (85%). Los desplazamientos máximos horizontales en el depósito de menor densidad alcanzan 0.70 m en el talud, para el segundo caso ( $Dr=85\%$ ) los desplazamientos máximos solo llegan a los 0.30 m. En los desplazamientos máximos verticales la diferencia es más notoria, el rango de los mismos en el talud, para el caso de  $Dr=60\%$  es de 0.70–1.00 m y para el caso de  $Dr=85\%$  es de 0.10–0.50 m.

En el caso de la distribución de esfuerzos cortantes, y en general del estado de esfuerzos en el cuerpo del depósito en cada caso, el comportamiento es similar por razones de equilibrio estático.

#### 7.2.4 Análisis de respuesta sísmica

El análisis de respuesta sísmica, también fue realizado mediante el programa GESSDA, utilizando el registro instrumental del terremoto de Lima de 1974 normalizado a 0.29g. Para este análisis se utilizaron los siguientes valores del coeficiente del módulo:

**Tabla N° 7.3**  
Valores de  $K_{2max}$  para el análisis de respuesta sísmica

Caso Dr	Dique	Relave Grueso	Relave Fino	Material Cuaternario
60%	100	45	30	70
85%	100	70	30	70

Los gráficos de las figuras N° 7.11 7.12 ilustran las distribuciones de esfuerzos cortantes máximos para las condiciones analizadas. Se puede observar que el comportamiento en las dos condiciones analizadas es bastante similar, no apreciándose mayor diferencia.

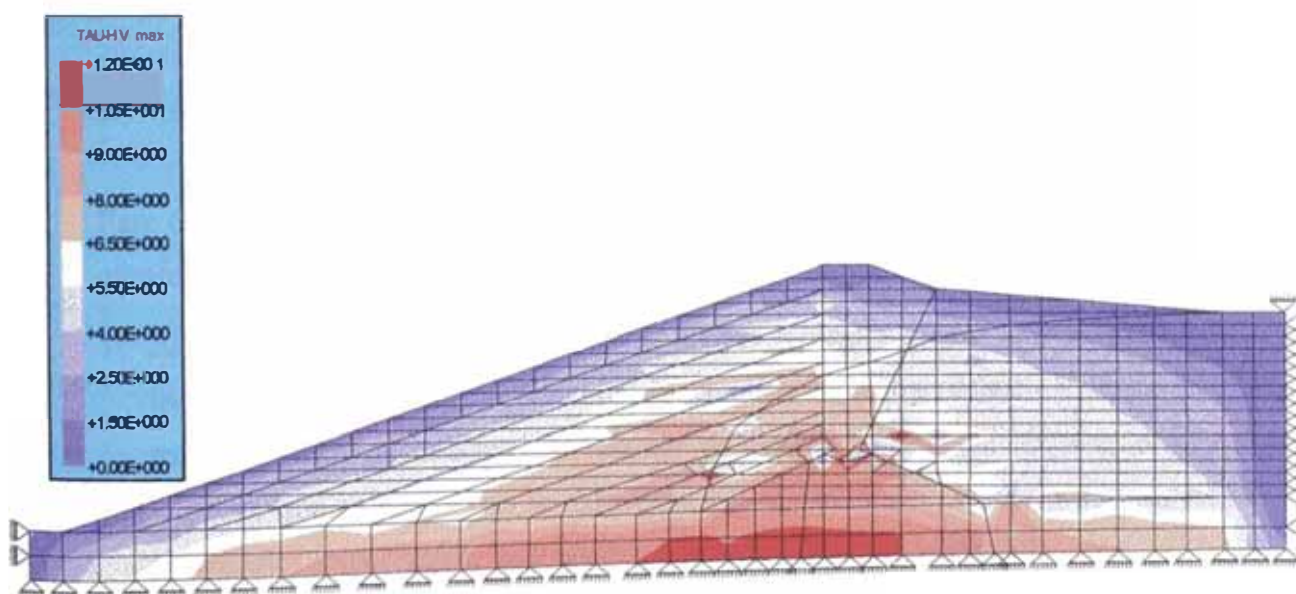


Figura N° 7.11: Depósito de Relaves Dr=60%. Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy\max}$

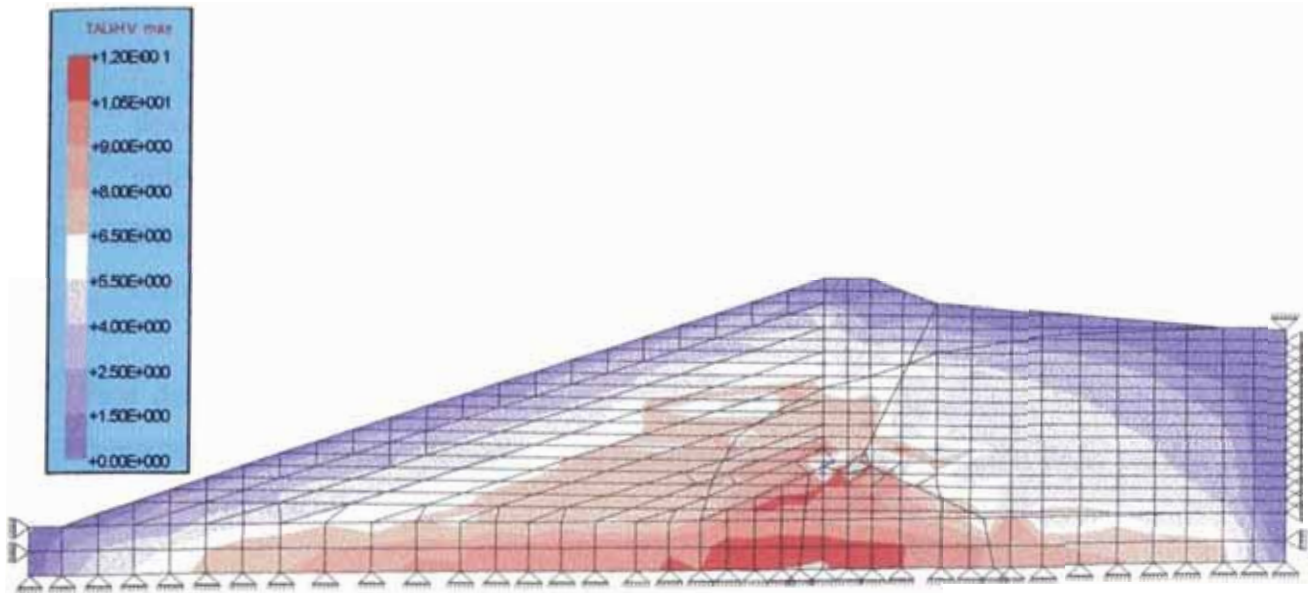


Figura N° 7.12: Depósito de Relaves  $D_r=85\%$ . Distribución del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}^{\text{máx}}$

### 7.2.5 Análisis de deformaciones permanentes

Newmark (1965) y Seed (1966) propusieron un método de análisis para predecir los desplazamientos permanentes de presas de tierra debido a un movimiento sísmico, sugiriendo un criterio de comportamiento que es opuesto al concepto de factor de seguridad que es basado principalmente en el equilibrio límite.

Luego se introduce el método de elementos finitos en el estudio bidimensional en la respuesta de presas (Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1967) y el método lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969) que se utilizó con éxito, que representa la deformación no lineal dependiente del estado de deformaciones del suelo.

Para el estudio de presas de tierra durante terremotos severos, se distinguen dos tipos de comportamiento:

- 1) El asociado a presas compuestas por arenas sueltas a medio densas, susceptibles al incremento rápido en la relación de presión de poros debido a la carga cíclica resultante en el desarrollo de la relación de presión de poros al 100% en el interior de la presa, que se asocia con la reducción a la resistencia de corte, y con movimientos potenciales importantes, que pueden conducir a una completa falla.

- 2) El asociado a presas construidas con arcillas compactas, arenas secas y algunas arenas densas, con menor potencial para el incremento de la presión de poros que en caso anterior, las deformaciones cíclicas son normalmente bastante pequeñas y el material presenta mayor resistencia cortante no drenada, de tal manera que el resultado del comportamiento post-sismo de la presa es de deformaciones permanentes limitadas.

Para determinar las deformaciones permanentes tenemos que evaluar la aceleración de fluencia ( $k_y$ ) y el tiempo-historia de la aceleración inducida promedio dado para la masa deslizante potencial.

La aceleración de fluencia ( $k_y$ ) es definida como la aceleración promedio producida por una fuerza de inercia horizontal para la masa deslizante potencial, que proporciona un factor de seguridad unitario, la cual origina los desplazamientos permanentes.

Los valores de  $k_y$  para los dos casos analizados son ilustrados en la siguiente tabla:

**Tabla N° 7.4**  
**Aceleración de fluencia**

<b>Caso</b>	<b><math>K_y</math></b>
60%	0.210
85%	0.350

La máxima aceleración en la cresta, denominada  $\ddot{U}_{m\acute{a}x}$ , fue determinada a partir del análisis de respuesta sísmica. En la tabla que sigue presentamos las aceleraciones máximas en la cresta del depósito para nuestro análisis:

**Tabla N° 7.5**  
**Aceleración máxima en la cresta**

<b>Caso</b>	<b><math>U_{m\acute{a}x}</math> (g)</b>
60%	0.394
85%	0.430

La aceleración promedio máxima para la masa deslizante potencial, es denominada  $k_{m\acute{a}x}$ . En la Figura N° 7.9 se establece una relación entre la variación de la relación de máxima aceleración ( $k_{m\acute{a}x}/\ddot{U}_{m\acute{a}x}$ ) con la altura de la presa (Makdisi y Seed, 1977), y en la Tabla N° 7.6 se presenta el cálculo de la aceleración promedio máxima para los casos analizados.

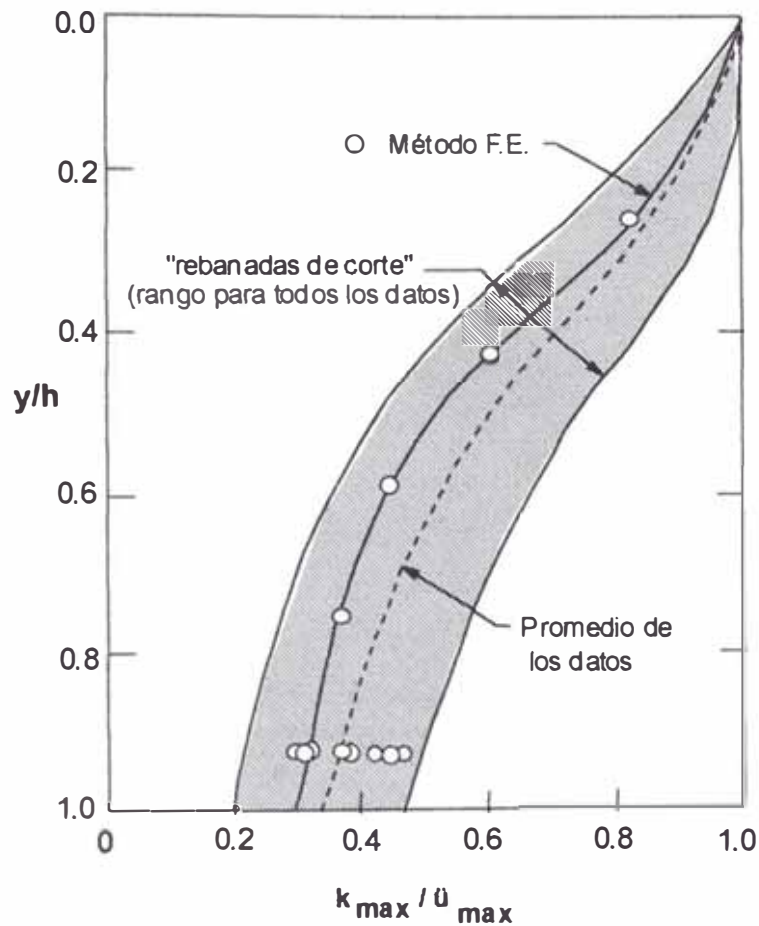


Figura N° 7.13: Variación de la relación de la máxima aceleración con la altura de la masa deslizante.

Tabla N° 7.6  
Aceleración promedio máxima

$y/h$	$k_{m\acute{a}x}/\ddot{U}_{m\acute{a}x}$	$K_{m\acute{a}x}$	
		60%	85%
0.20	0.875	0.184	0.376
0.25	0.825	0.173	0.355
0.30	0.775	0.163	0.333



La Figura N° 7.10 presenta el cálculo de deformaciones permanentes a partir de la relación  $k_y / k_{m\acute{a}x}$ . Los resultados para los casos analizados son mostrados en la Tabla N° 7.7

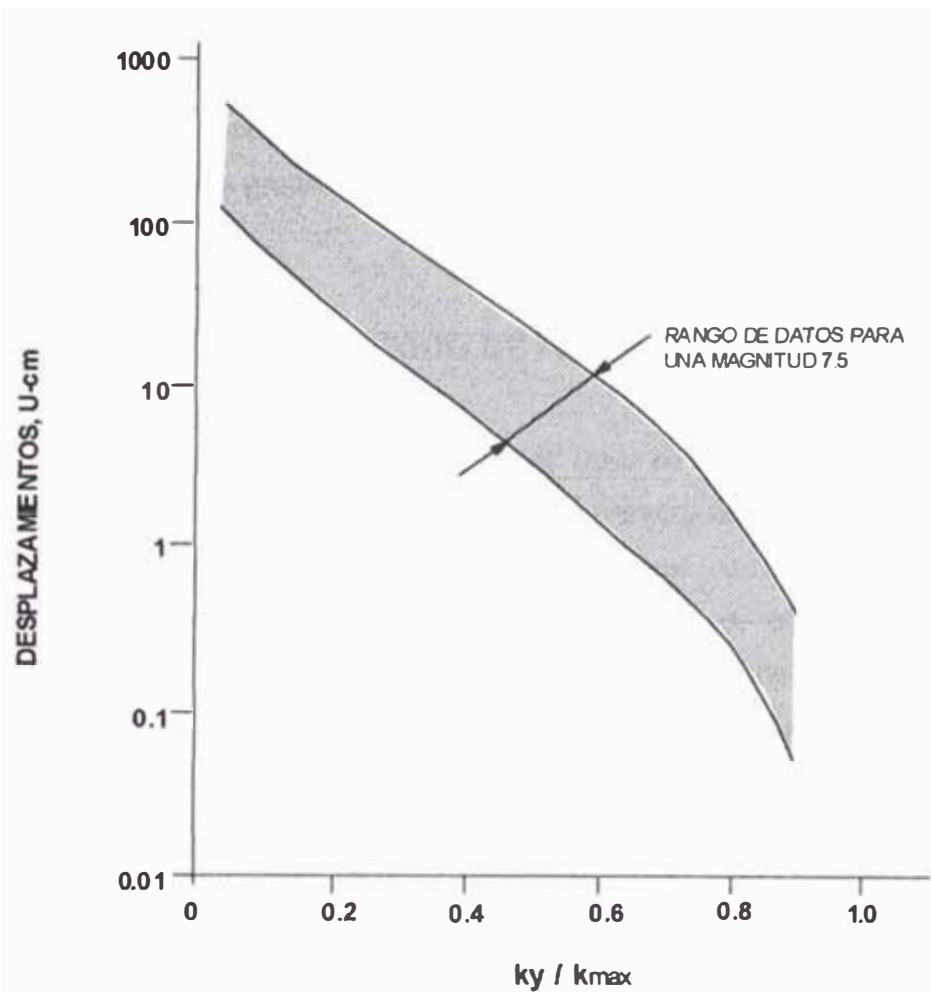


Figura N° 7.14: Variación de desplazamientos permanentes con la aceleración

**Tabla N° 7.7**  
**Desplazamientos permanentes**

Caso Dr	$K_y/k_{m\acute{a}x}$	Desplazamientos Permanentes (cm)
60%	0.610	8.00
	0.650	8.60
	0.690	8.95
85%	0.931	0.10
	0.986	0.12
	1.051	0.14

Hay una diferencia clara entre los casos estudiados con diferentes densidades relativas; pues como se observa en la Tabla N° 7.7 los desplazamientos permanentes a pesar de no ser significativos, si lo es el orden de magnitud entre ambos casos. Para los casos analizados tenemos aproximadamente una proporción de desplazamientos de 80 veces uno respecto al otro. Por lo tanto, se concluye que el comportamiento de un depósito de relaves se ve influenciado en forma significativa por la compactación inducida a los materiales de relave grueso durante el proceso de deposición de los mismos.

### 7.3 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE FINOS

Para evaluar la influencia del contenido de finos en el comportamiento del depósito de relaves anterior, se ha analizado dos casos: el primero denominado Caso A, en el cual se ha considerado una posición del nivel freático, que corresponde a material del dique actualmente existente conformado por relave grueso, con un contenido de finos relativamente bajo (permeable); y el segundo al cual se le ha denominado Caso B, donde se ha considerado un supuesto nivel freático que involucra una zona saturada mucho más extensa que en el caso anterior y que representaría un material de relave grueso poco permeable debido a una mayor presencia de finos. Las Figuras N° 7.15 y 7.16 ilustran los casos mencionados.



Figura N° 7.15: Caso A. Ubicación del nivel freático

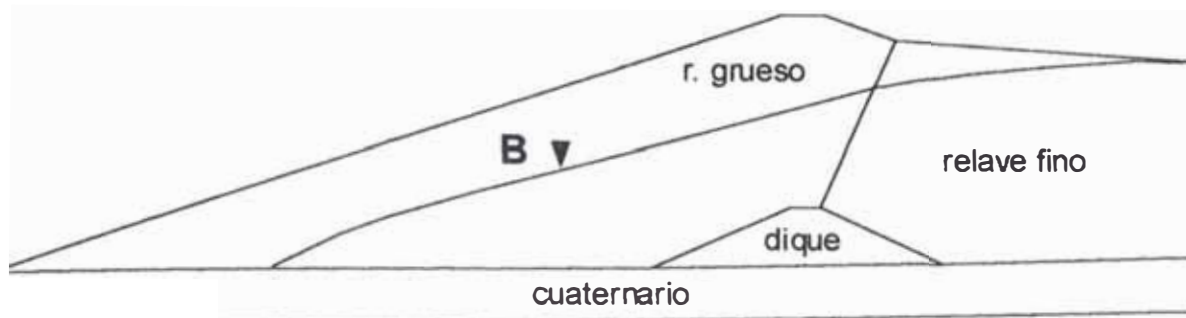


Figura N° 7.16: Caso B. Ubicación del nivel freático

### 7.3.1 Análisis de estabilidad estático y pseudo-estático

Los parámetros de los materiales utilizados en este análisis corresponden a los mismos utilizados anteriormente para una densidad relativa de 85%, que es la actualmente existente en el depósito analizado.

Para las condiciones detalladas anteriormente se realizó el análisis de estabilidad estático y pseudo-estático. Los resultados gráficos se aprecian en las figuras N°7.17, 7.18 y 7.19. Este último análisis no fue realizado para el Caso B, debido a que ante la ocurrencia de un evento sísmico podría ocurrir licuación de los materiales saturados que se encuentran por debajo del nivel piezométrico, por lo que es necesario un análisis para evaluar el comportamiento y estabilidad post-sismo del depósito, que será presentado en la siguiente sección. Los factores de seguridad calculados se presentan en la tabla a continuación:

**Tabla N° 7.8**  
**Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad**

Casos	Factores de Seguridad	
	Estático	Seudo-estático
A	2.290	1.510
B	2.140	--

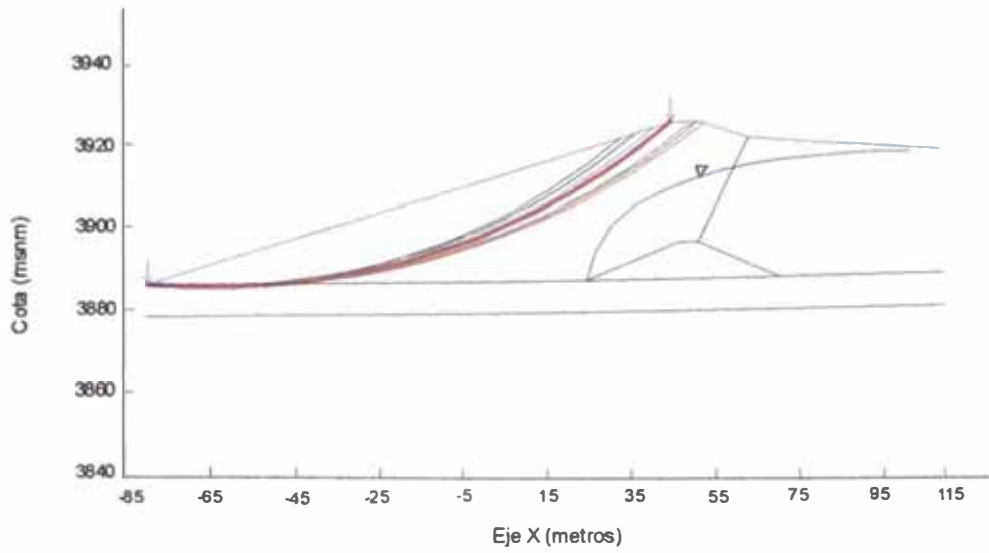


Figura N° 7.17: Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Estático

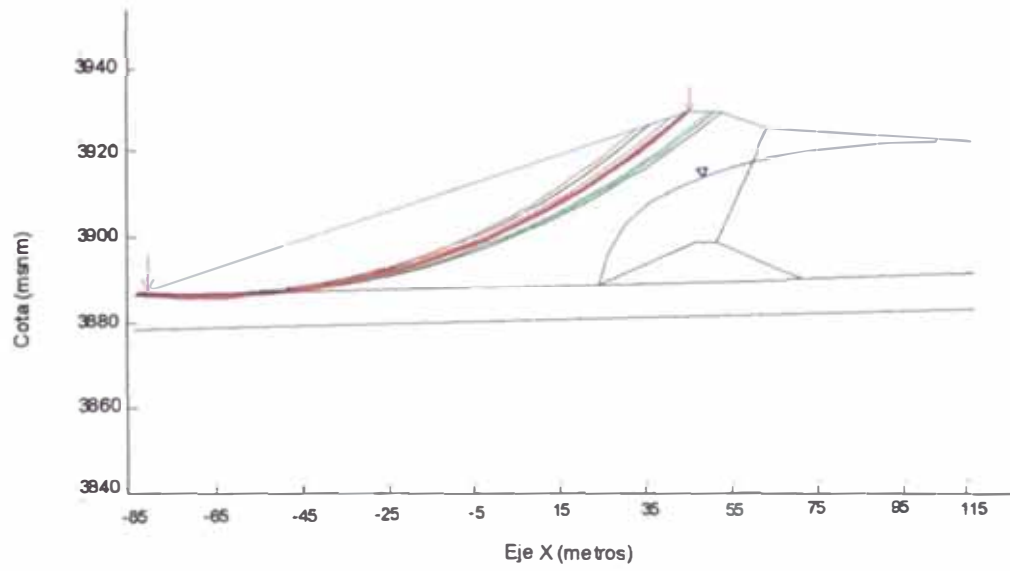


Figura N° 7.18: Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Seudo-Estático

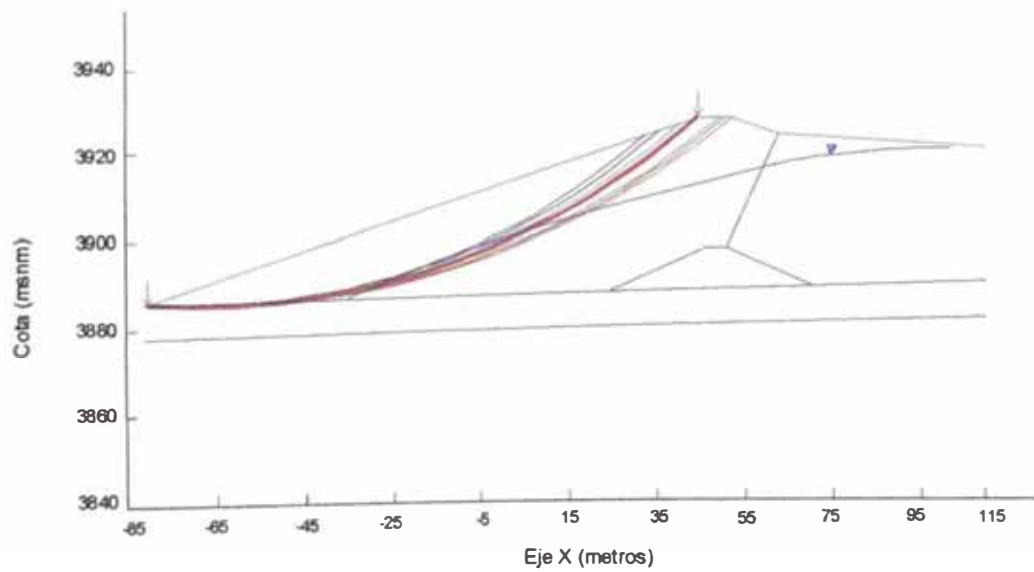


Figura N° 7.19: Depósito de Relaves Caso B. Análisis de Estabilidad Estático

### 7.3.2 Análisis de estabilidad post-sismo

Para el análisis de post-sismo se ha considerado la licuación del material de relave por debajo del nivel freático. Además se considera una resistencia residual  $S_{ur}$  para el Caso A de los materiales de relave grueso licuados del depósito de  $0.09-0.17 \text{ Kg/cm}^2$ , en el análisis se toma el valor de  $S_{ur}=0.14 \text{ Kg/cm}^2$ . Para el Caso B, por su mayor porcentaje de finos se asume una resistencia residual menor, la cual para fines de análisis se ha utilizado un valor de  $S_{ur}=0.12 \text{ Kg/cm}^2$ . Se presenta en la siguiente tabla los valores de los factores de seguridad calculados en el análisis post-sismo:

**Tabla N° 7.9**  
**Factores de seguridad calculados en el análisis post-sismo**

Caso	Factor de seguridad
A	1.980
B	0.520

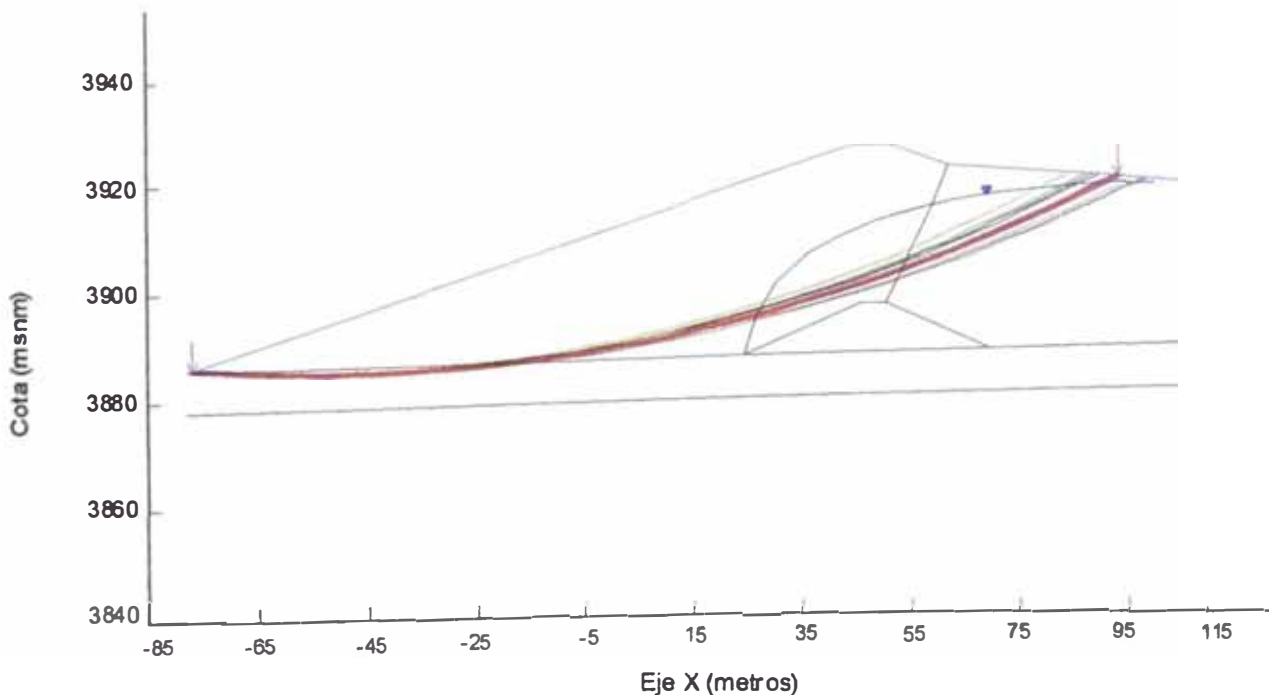


Figura N° 7.20: Depósito de Relaves Caso A. Análisis de Estabilidad Post-Sismo

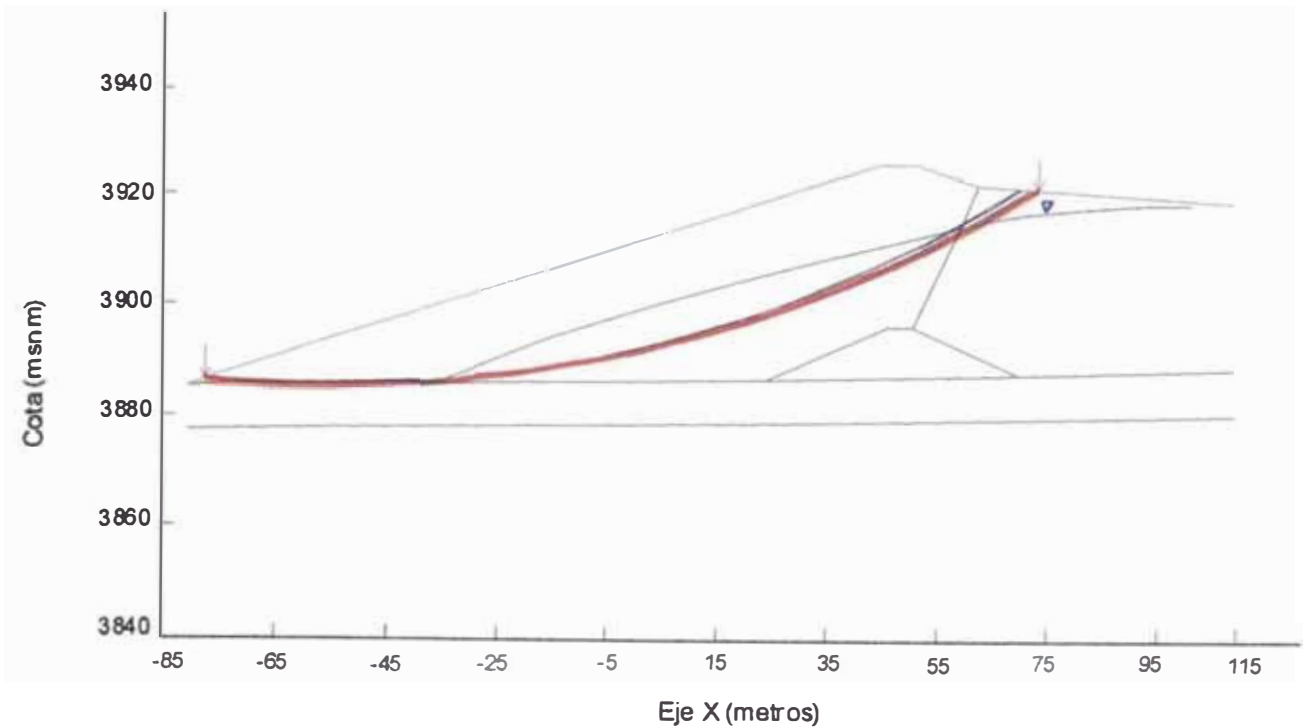


Figura N° 7.21: Depósito de Relaves Caso B. Análisis de Estabilidad Post-Sismo

Los resultados gráficos de la superficie de falla de la estabilidad post-sismo se aprecian en las figuras N°7.20 y 7.21.

### 7.3.3 Análisis del potencial de deformación

Para el Caso A analizado, no se ha realizado este análisis debido a la pequeña zona saturada y licuada presente en este caso. Sin embargo el Caso B presenta una extensa zona licuada que coincide con la zona donde se desarrollan las superficies de falla (talud), en la cual los valores de los esfuerzos cortantes varían entre 0.25-0.53 Kg/cm<sup>2</sup>. Estos valores, relativamente altos debido a la forma a la cual el depósito es construido, son bastante mayores que el rango asumido de resistencia residual para el material de relave grueso, para este caso analizado. Esto es, se verifica que  $\tau_{xy} > S_{ur}$

Se concluye, por lo tanto, para el Caso B que ante la ocurrencia de un terremoto como el considerado en el presente análisis y las condiciones supuestas de presencia del nivel de agua, ocurrirán daños severos y deformaciones ilimitadas debido al flujo por licuación inducida por el terremoto, lo cual debería evitarse a través de un adecuado proceso de cicloneo durante la deposición del relave.

# CAPITULO 8

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 CONCLUSIONES

Se presenta a continuación las principales conclusiones derivadas del trabajo de tesis presentado:

- Para evaluar las propiedades de los materiales de relave y su distribución dentro del depósito, es necesario ejecutar un detallado programa de investigación geotécnica, tanto en campo como en laboratorio.
- El ensayo de penetración estándar ha sido el método de ensayo in-situ más ampliamente utilizado en nuestro medio para la exploración de campo de depósitos de relaves.
- Los ensayos estándar y especiales de Mecánica de Suelos comúnmente utilizados para la determinación de las propiedades físico-mecánicas de suelos naturales, pueden ser utilizados para la caracterización de materiales de relave.
- La sismotectónica regional y local indica que para determinar el peligro sísmico en el área de ubicación del proyecto, hay que considerar los sismos de subducción y los sismos continentales superficiales, con sus diferentes atenuaciones sísmicas.
- La escorrentía promedio y máxima debe ser calculada para 500 años, como lo recomiendan las normas de medio ambiente. Éstas escorrentías pueden ser calculadas a partir de métodos indirectos, para una zona en la cual no se disponen de registros hidrológicos y tienen que ser evacuadas por un adecuado sistema de drenaje.
- Cuando el depósito de relaves en estudio cuente con sistemas de drenaje, se requiere evaluar su capacidad para evacuar las máximas escorrentías. De lo contrario este sistema debe ser complementado de tal forma que se garantice su estabilidad física.
- La estabilidad dinámica de un depósito de relaves está referida a su capacidad para soportar las sollicitaciones dinámicas, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del evento sísmico, pudiendo ocurrir deformaciones

limitadas. En ese sentido la evaluación de la estabilidad sísmica de depósitos de relaves requiere especial atención en la elección de los métodos de análisis y la interpretación de los resultados obtenidos.

- Los esfuerzos estáticos están influenciados por diversos factores, como la secuencia de la construcción del dique y del depósito de relaves, la forma en la que han sido depositados, las condiciones de drenaje, etc. Los esfuerzos estáticos inducidos durante el proceso de deposición de relaves pueden ser evaluados a partir de técnicas numéricas como el método de elementos finitos, en el cual la secuencia de deposición del relave debe ser modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas.
- La evaluación de los esfuerzos inducidos por el sismo y las características de amplificación en el depósito puede ser realizada utilizando procedimientos analíticos o técnicas numéricas mediante elementos finitos.
- El análisis de estabilidad post-sismo puede ser llevado a cabo a través del análisis convencional de equilibrio límite, incorporando el valor de la resistencia residual no drenada en aquellos materiales licuados. La resistencia residual ( $S_{ur}$ ) puede ser evaluada a partir de correlaciones empíricas existentes entre este parámetro y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- El análisis del potencial de deformación, se presenta como complemento al análisis post-sismo. A partir de este análisis se puede estimar cualitativamente cual será el **comportamiento** del depósito después de la ocurrencia del terremoto de diseño.
- Se ha presentado cuatro casos de depósitos de relaves típicos existentes en nuestro país, cuyas características y propiedades de los materiales constituyentes han sido evaluadas a partir de investigaciones de campo y laboratorio de Mecánica de Suelos. Se ha realizado la evaluación de la estabilidad estática, pseudo-estática y post-sismo de estos depósitos verificando la validez del procedimiento presentado.
- Los análisis efectuados indican que el depósito aguas arriba inactivo, Caso N° 1, presenta inestabilidad en condiciones pseudo-estáticas, requiriendo medidas de estabilización para garantizar un adecuado comportamiento sísmico. Asimismo, el análisis de licuación indica que el fenómeno no se presentará para una condición extrema de presencia del nivel freático, debido al estado medianamente compacto a compacto que presentan los materiales de relave.



- Con relación al depósito aguas arriba operativo del Caso N° 2, los resultados del análisis indican un factor de seguridad post-sismo bastante bajo y la ocurrencia de deformaciones limitadas debido a la licuación de los relaves saturados, siendo el daño producido de carácter moderado. Este hecho compromete en alguna manera la estabilidad y operatividad de este depósito aunque sin la ocurrencia de una falla catastrófica por flujo.
- Los resultados del análisis indican que los depósitos aguas abajo y línea central, Casos N° 3 y 4, presentan una configuración estable para el terremoto de diseño, con la ocurrencia de pequeñas deformaciones que no comprometerán la seguridad e integridad de estos depósitos.
- Se puede concluir que los depósitos de relaves construidos con los métodos aguas abajo y línea central, presentan un comportamiento satisfactorio.
- La influencia de la densidad relativa en el comportamiento en un depósito de relaves es verificada, tanto en la estabilidad estática como la estabilidad post-sismo, observándose mayores desplazamientos permanentes por sismo en el depósito de menor densidad relativa. Si bien estos desplazamientos no son significativos, la diferencia en orden de magnitud entre los depósitos de mayor y menor densidad relativa, es bastante acentuada.
- El estudio de la influencia del contenido de finos nos muestra que ante la ocurrencia de un terremoto y con las condiciones supuestas de presencia del nivel de agua a causa de un mayor contenido de finos, ocurrirán daños severos y deformaciones ilimitadas debido al flujo por licuación inducida por el terremoto, lo cual debería evitarse a través de un adecuado proceso de cicloneo durante la deposición del relave.

## **8.2 RECOMENDACIONES**

Se presenta a continuación las principales recomendaciones derivadas de la investigación desarrollada:

- Para el proyecto de un nuevo depósito de relaves, se recomienda tomar en cuenta los métodos de construcción conocidos como aguas abajo o línea central, ya que estos presentan buenas condiciones de estabilidad.

- A fin de un buen estudio de estabilidad en un depósito de relaves se debe contar con información sobre las condiciones del material que lo conforma utilizando los ensayos in-situ ya mencionados.
- Para garantizar un buen comportamiento sísmico de un depósito de relaves, se requiere proyectar un adecuado sistema de drenaje, para disminuir la zona saturada y la posibilidad de licuación de los relaves ubicados en estas zonas.
- Se requiere también controlar el contenido de finos de los relaves gruesos del dique del depósito obtenidos por cicloneo, para evitar el incremento de la superficie freática como consecuencia de la baja permeabilidad de los materiales finos.
- Se recomienda compactar los relaves gruesos del dique con rodillos lisos vibratorios para aumentar su compacidad y con ello, disminuir las posibles deformaciones como consecuencia de una excitación sísmica.
- Se recomienda incorporar dentro del procedimiento de análisis por elementos finitos, el cálculo de las deformaciones permanentes por sismo, tanto en depósitos inactivos, como en depósitos operativos.
- Finalmente, se recomienda revisar los criterios que establecen periodos de retorno de 150 años para depósitos operativos y 500 años para depósitos inactivos, debido a que en este último caso se considera algo excesivo.

## BIBLIOGRAFÍA

- ALVA, J., MENESES, J. y GUZMAN, V. (1984). Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú, Memorias de V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú
- ARCE, H. J. (1990) La Geofísica Aplicada a la Microzonificación – Métodos de Prospección Geofísica en Estudios de Ingeniería, Conferencia presentada en el Seminario Internacional sobre Microzonificación y su Aplicación al Planeamiento Urbano para la Mitigación de Desastres, CISMID – 1991.
- BERROCAL, J. (1974). South American Seismotectonics from SAAS data, Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy in the University of Edinburg.
- BERROCAL, J., DEZA, E. y SHIKIYA, J. (1975). Estudio de Sismicidad para el Proyecto de Derivación del Río Mantaro a Lima, Informe del Instituto Geofísico del Perú a ELECTROPERU S.A.
- BOORE, D. M., and ATKINSON, G. M. (1987). Prediction of Ground Motions and spectral response parameters in hard-rock sites in eastern North America, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 81, No. 6, pp. 2167-2185.
- BOULANGER, R. W., SEED, R. B. CHAN, C. K., SEED H. B. and SOUSA, J. (1991). Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-Directional and Bi-Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading. Geot. Eng. Report No. UCB/GT/91-08, University of California, Berkeley.
- CASAVARDE, L. y VARGAS, J. (1980). Zonificación Sísmica del Perú, II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- CASTILLO J. y ALVA J. Peligro Sísmico en el Perú, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993, pp.409-431.
- CASTRO, G., POULOS, S. J. and LEATHERS, F.D. (1985). A Re-Examination of the Slide of the Lower San Fernando Dam, J. Geot. Eng., ASCE, Vol. 113, No. 7, pp. 827-845.
- CLOUGH, R.W. and CHOPRA, A.K. (1966), Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.92, No. EM2, Proceedings Paper 4793, April, pp. 197-212.
- DECKER, M. D., HOLTZ, R. D. and KOVACS, W. D. Energy Transfer of SPT Hammers, In preparation.
- DEZA, E. y CARBONELL, C. (1978). Regionalización Sismotectónica Preliminar del Perú, IV Congreso Peruano de Geología, Lima, Perú.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WONG, K.S. and OZAWA, Y. (1984). FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- FINN, W. D. L. (1990). Analysis of Post-Liquefaction Deformations in Soil Structures. Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., J. M. Duncan (Ed.), BiTech Publishers, Vancouver, B. C., Vol. 2, pp. 291-311.
- FINN, W. D. L., LEDBETTER, R. H., FLEMING, R. L. M., TEMPLETON, A. E. M., FORREST, T. W. and STACY, S.T. (1991). Dam on Liquefiable Foundation-Safety Assessment and Remediation, Proc., 17<sup>th</sup> int. Congress on Large Dams, Vienna, pp. 531-553.
- FINN, W. D. L. (1996). Seismic Design and Evaluation of Tailings Dams: State of the Art. International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design: Earth, Concrete and Tailings Dams, Santiago, Chile.

- IDRISS, I.M. and SEED, H.B. (1967), Response of Earth Banks During Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM3, May, pp. 61-82.
- IDRISS, I.M., LYSMER, J., HWANG, R. and SEED, H.B. (1973). QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures, Report EERC 73-16, University of California, Berkeley.
- ISACKS B., OLIVER J. and SYKES L.R. (1968). Seismology and Global Tectonics, Journal of Geophysical Research, Vol 73, N° 18, págs. 5855-5899.
- ISHIHARA, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Vol. 3, pp. 1129-1143.
- KOVACS, W. D., SALOME, L. A. and YOKEL, F. Y. (1983). Comparison of Energy Measurements in the Standard Penetration Test Using the Cathead and Rope Method, National Bureau of Standards Report to the U.S. Nuclear Regulatory Commission.
- LIAO, K. and WHITMAN, R. (1985). Overburden Corrections Factors for SPT in Sand, Journal of Geotech. Eng. Division, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.
- MCGUIRE, R. (1974). Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", MIT Report R74-51, Cambridge, Mass.
- MCGUIRE, R. (1976). Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis", Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey.
- MAKDISI, F. and SEED, H.B. (1977). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations. JGED, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp.849-867.
- NEWMARK, N.M. (1965). Effects of earthquakes in dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15. No. 2, pp.139-160.

- NISHIZAWA, Y., FUYUKI, S. and UTO, K. (1980). In Situ Tests and Efficiency Concerning SPT, Proceedings of Sounding Symposium, JSSMFE (in Japanese).
- OHSAKI. (1959). Soil Map of Tokyo, Gihodo Co.
- PARRA, D. (1996). Modelagem do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil.
- PILLAI, V.S. and BYRNE, P.M. (1994). Effect of Overburden Pressure on Liquefaction Resistance of Sand. Canadian Geot. J., Vol.31, pp. 53-60.
- POULOS, S. J., CASTRO, G. and FRANCE, W. (1985). Liquefaction Evaluation Procedure, J. of the Geot. Eng. Division, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp. 772-792.
- RICHTER, C. F. (1958). Elementary Seismology, W.H. Freeman Co., San Francisco.
- RUESTA, P., DIAZ, J. y ALVA J. (1988). El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pp.197-218.
- SANGLERAT, G. (1972). The Penetrometer and soil exploration, Elsevier Scientific Publishing Co. New York.
- SHI-MING, HUANG. (1982). Experience on a Standard Penetration Test, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
- SCHMERTMANN, J. H.(1977), Guidelines for CPT Performance and Design, Federal Highway Administration HDV, 22, EUA.
- SCHNABEL, P. B., LYSMER, J., and SEED, H.B., (1984). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- SEED, H.B. (1966), A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM1 Proc. Paper 4616, January, pp.13-41.

- SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1969). Influence of soils conditions on ground motions during earthquakes, JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp.99-137.
- SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1971). Simplified Procedures for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp.1249-1273.
- SEED, H.B. (1979). Considerations in the earthquake design of earth and rockfill dams, Geotechnique, Vol. 29, No. 3, pp.215-263.
- SEED, H. BOLTON, IDRIS, I. M. and ARANGO, IGNACIO. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 3.
- SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER L. F., and CHUNG, R. M. (1984). The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Report No. EERC 84-15, University of California, Berkeley.
- SEED, H.B. and HARDER, L. F. (1990). SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength, Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., J. M. Duncan (Ed.), University of California, Berkeley, California, Vol. 2, pp 351-376.
- SILGADO, E. (1978). Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú.
- TOKIMATSU, K. and YOSHIMI, Y. (1983). Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4.
- VAID, Y. P., CHUNG, E. K. F. and KUERBIS, R.H. (1989). Stress Path and Steady State, Canadian Geot. J., Vol. 27, No. 1, pp. 1-7.
- YOSHIMI, Y. and TOKIMATSU, K. (1983). SPT Practice Survey and Comparative Test, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 3, pp. 105-111.