

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



**DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA ITE DE GRAVA CON
PANTALLA (CFGD) PARA LA IRRIGACIÓN DEL VALLE DE ITE -
TACNA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JAINOR CABRERA HUAMÁN

Lima - Perú

2015

DEDICATORIA:

A mis padres Máximo y Lucia por el invaluable esfuerzo que realizan y sus valores.

A mis hermanos Roy, Erick, Billy, Edith, Alex y Zenón; a mis tíos Jose, Segundo, Dora, San y Kela por el apoyo, comprensión y sus buenos deseos.

A mi gran amigo y compañero Goyo, por su amistad incondicional.

ÍNDICE

RESUMEN	6
LISTA DE CUADROS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	10
INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE	13
1.1 INTRODUCCION	13
1.2 GENERALIDADES SOBRE PRESAS DEL TIPO CFRD Y CFGD	13
1.3 PRESAS DEL TIPO CFGD EN SUDAMERICA Y PERU	14
CAPÍTULO II: GENERALIDADES	15
2.1 ANTECEDENTES	15
2.2 OBJETIVOS	15
2.2.1 Objetivo Principal:	15
2.2.2 Objetivos Específicos:	15
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	15
2.4 UBICACIÓN Y ACCESO AL PROYECTO	16
2.5 ALCANCE DEL PROYECTO	18
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO	19
3.1 INTRODUCCION	19
3.2 PRESAS FLEXIBLES TIPO CFRD Y CFGD	20
3.1.1 Historia y Expansión	20
3.2.1 Diseño de las Presas	22
3.2.1.1 <i>Diseño del cuerpo de la Presa</i>	22
3.2.1.2 <i>Losa de concreto</i>	23
3.2.1.3 <i>Las Juntas</i>	24
3.2.1.4 <i>Sello de Juntas</i>	24
3.2.1.5 <i>Diseño de Plinto de Concreto</i>	25
3.2.1.6 <i>Parapeto</i>	28
3.2.2 Materiales Típicos	28
3.2.3 Terreno de Fundación	29

CAPÍTULO IV: INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA, GEOTÉCNICA E HIDRÁULICA	30
4.1 EVALUACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA	30
4.2 EVALUACION GEOLOGICA	32
4.2.1 Morfología del valle	32
4.2.2 Estratigrafía del suelo de cimentación	33
4.3 EVALUACION GEOTECNICA	35
4.3.1 Investigación de Campo	35
4.3.2 Análisis e Interpretación de Resultados	36
4.3.3 Sismicidad de la Zona	36
CAPÍTULO V: DISEÑO GEOTÉCNICO	38
5.1 CONSIDERACIONES BASICAS PARA EL DISEÑO	38
5.1.1 Propiedades de los Materiales	38
5.1.2 Otros Factores	39
5.1.3 Información Geológica	39
5.1.4 Resultados del Análisis de Estabilidad de Taludes	39
5.2 DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO	40
5.2.1 Datos Básicos para el Diseño	40
5.2.2 Predimensionamiento del Ancho de la Cresta (B)	41
5.2.3 Dimensionamiento del Borde Libre (Hbl)	41
5.2.4 Cálculo de la Contraflecha (Hcf)	42
5.2.5 Determinación de los Taludes	43
5.3 DESCRIPCION TECNICA DE LA PRESA ITE	43
5.3.1 Presa lte	43
5.3.2 Características del dimensionamiento de la Presa	45
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE FILTRACIÓN Y ESTABILIDAD FÍSICA DE LA PRESA ITE	49
6.1 ANÁLISIS DE FILTRACIÓN	49
6.1.1 Características del dimensionamiento de la Presa	49
6.1.2 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos	50
6.1.2.1 <i>Diseño de Plinto de Concreto</i>	51
6.1.2.2 <i>Diseño de Plinto de Concreto</i>	51
6.1.3 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos	53
6.1.4 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos	56

6.1.4.1	<i>Calculo de la Conductividad Hidráulica</i>	57
6.1.5	Análisis de Filtración en la Presa Ite (Sección 0+400)	58
6.1.5.1	<i>Programa de Elementos Finitos SEEP/W</i>	58
6.1.5.2	<i>Parámetros Utilizados en el Modelo</i>	59
6.1.5.3	<i>Análisis de resultados</i>	60
6.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	63
6.2.1	Principios Fundamentales	63
6.2.1.1	<i>Factor de Seguridad</i>	63
6.2.1.2	<i>Método del Equilibrio Limite</i>	64
6.2.2	Método de las Dovelas	64
6.2.2.1	<i>Método de Bishop</i>	70
6.2.2.2	<i>Método de Janbu simplificado</i>	71
6.2.2.3	<i>Método de Spencer</i>	72
6.2.3	Análisis de Estabilidad de la Presa Ite (Sección 0+400)	73
6.2.3.1	<i>Parámetros de los Materiales</i>	73
6.2.3.2	<i>Consideraciones de Análisis</i>	74
6.2.3.3	<i>Análisis de los resultados</i>	76
	CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	80
7.1	CONCLUSIONES	80
7.2	RECOMENDACIONES	82
	BIBLIOGRAFIA	84
	ANEXOS	85

RESUMEN

El presente informe de suficiencia comprende el diseño Geotécnico de la Presa Ite de grava con pantalla de concreto (CFGD), cuya finalidad es la de irrigar el valle del distrito Ite-Tacna, para optar el título profesional de Ingeniero Civil que otorga la Universidad Nacional de Ingeniería a nombre de la Nación.

Los resultados de este tema potenciara así mismo la Instalación del servicio de agua actual para el suministro y explotación del recurso hídrico en el distrito de Ite, provincia de Jorge Basadre – Tacna.

Las características de este tipo de presa, es que el cuerpo estará conformado por tres zonas. Un material aluvial del río, así como un material seleccionado de cantera para los espaldones de aguas arriba y de aguas abajo. El elemento impermeable de la presa es la losa de concreto, que estará apoyada en una capa flexible y su vez apoyada en la zona de transición correspondiente. El elemento impermeable estará apoyado y conectado a una estructura de concreto armado conocida como Plinto que a su vez estará conectada con el diafragma o pantalla de concreto, cuya finalidad es la de controlar el flujo del agua por debajo del material aluvial de la cimentación de la presa.

Al diseño establecido se le realiza un análisis de Filtraciones usando el programa de computo SEEP/W, para posteriormente realizar una verificación del análisis de estabilidad de taludes en condiciones finales mediante otro programa de computo SLOPE/W, ambos programa pertenecientes al paquete del Geoestudio 2007.

De lo estudiado y realizado en el proyecto podemos concluir que la presa de grava con pantalla (CFGD) resulta beneficiosa y factible para el proyecto, cumpliéndose así los objetivos de demanda hídrica para el mejoramiento de Irrigación en el valle del distrito de Ite.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1: Coeficientes de permeabilidad hidráulica de los materiales que conformarán el dique y la cimentación de la presa Ite.	59
Cuadro N° 2: Resumen de Caudales Máximos de Flujo.	60
Cuadro N° 3: Ecuaciones de equilibrio satisfechas por los métodos de equilibrio límite más utilizados.....	68
Cuadro N° 4: Hipótesis de fuerzas entre dovelas de distintos métodos de Equilibrio Límite	69
Cuadro N° 5: Parámetros de los materiales para el análisis de estabilidad física.	75
Cuadro N° 6: Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad en presas de tierra (US Corps of Engineers).....	76
Cuadro N° 7: Factores de Seguridad obtenidos con el programa SLOPEW.....	76

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1: Esquema General de la ubicación del Proyecto Ite	17
Figura N° 3.1: Junta Perimetral – 1. Plinto de concreto – 2. Impermeabilizante de lámina de cobre – 3. Impermeabilizante de Goma – 4. Cama del concreto – 5. Pantalla de concreto	25
Figura N° 3.2: Vista general de la cara de concreto de la Presa Foz do Areia ..	26
Figura N° 3.3: Junta Perimetral de la presa Foz do Areia (Pinto y Mori, 1989)..	26
Figura N° 3.4: Alternativas de junta propuesta por Pinto y Mori (1989)	27
Figura N° 3.5: Junta perimetral para la Presa Limón del proyecto Olmos.....	27
Figura N° 3.6: Sección General de una Presa Tipo CFRD y CFGD	28
Figura N° 4.1: Relación Cotas – Área – Volumen.....	31
Figura N° 4.2: Imagen Satelital donde se puede observar la probable sección transversal del eje de la presa, de forma asimétrica.....	32
Figura N° 4.3: Vista hacia aguas arriba de la zona de cierre, de forma asimétrica. Se puede observar el flanco izquierdo, cuya pendiente es mayor de 25°.....	33
Figura N° 4.4: Estribo izquierdo del eje de la Pres Ite proyectada	34
Figura N° 5.1: Sección Típica de la Presa Ite - Sección 0+400 m.	48
Figura N° 6.1: Forma general de la función Volumétrica – SEEPW 2007.....	54
Figura N° 6.2: Funciones reales de contenido de agua para arena, limos y arcillas (SEEP/ W Manual, 2007)	55
Figura N° 6.3: Curvas características de succión representativas para arenas, limos y arcillas. Tomado de Lu Ning y Likos W. J., 2004.	56
Figura N° 6.4: Una función típica de conductividad hidráulica (SEEP/ W Manual, 2007).	57
Figura N° 6.5: Malla de Elementos Finitos para el Modelo - General	61
Figura N° 6.6: Malla de Elementos Finitos para el modelo de la Presa Ite	61
Figura N° 6.7: Calculo de las condiciones de flujo con el programa SEEPW, se muestran las líneas equipotenciales.....	62
Figura N° 6.8: Vista de la Red de Flujo y los Vectores de Velocidad obtenidas del análisis de Filtracion Usando el programa SEEPW.	62
Figura N° 6.9: Fuerzas actuantes en una dovela vertical de una superficie de deslizamiento	65

Figura N° 6.10: Representación de las fuerzas actuantes en una dovela consideradas en el método de Bishop. W cargas verticales externas, E_L y E_R las fuerzas normales izquierda y derecha entre dovelas; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la Dodela.	70
Figura N° 6.11: Representación de las fuerzas actuantes en una dovela consideradas en el método de Spencer y Morgenstein-Price. W cargas verticales externas, E_L y E_R las fuerzas normales izquierda y derecha entre dovelas; X_L y X_R fuerzas verticales entre dovelas a izquierda y derecha; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la dovela.	72
Figura N° 6.12: Condición Estática en una falla Local. Usando el programa SLOPE/W	77
Figura N° 6.13: Condición Pseudo Estática en una falla Local. Usando el programa SLOPE/W.	77
Figura N° 6.14: Condición Estática en falla General. Usando el programa SLOPE/W.	78
Figura N° 6.15: Condición Pseudo Estática en una falla General. Usando el programa SLOPE/W.	79

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A_1, A_2 :	fuerzas hidrostáticas.
B:	Ancho de la cresta de la presa.
b :	ancho de la dovela
c:	Cohesión.
D:	fuerza aplicada en la superficie
E_1, E_2 :	componente horizontal de las fuerzas entre dovelas.
FS:	Factor de seguridad.
$f'c$:	Esfuerzo máximo del concreto.
g:	Aceleración de la gravedad.
qr:	Contenido residual de agua.
H:	Altura de la presa.
H:V:	Talud relación Horizontal y vertical
Hbl:	Borde libre
Hv:	Amplitud de la onda generado por el viento
Hr:	Altura de rodadura de las ondas
Hs:	Margen de seguridad
has:	Hectáreas.
Km:	Kilometro.
Ksat:	Permeabilidad Saturada.
kW :	fuerza horizontal para incorporar efectos sísmicos
l :	longitud de la base de la dovela
l/seg:	Litros por segundo.
m:	Metros.
m.s.n.m.:	Metros sobre el nivel del mar.
	Pendiente de la curva característica suelo-agua.
	Metros cúbicos.
m^3 /seg:	Metros cúbicos por segundo.
N :	fuerza normal en la base de la dovela
P-01:	Plano 01.
Q:	Contenido volumétrico del agua.
S :	fuerza tangencial en la base de la dovela ($S=\tau l$)
T:	Espesor en metros de la losa de concreto.

V:	Volumen total.
Vw:	Volumen de agua.
W:	peso de la dovela
X_1, X_2 :	componente vertical de las fuerzas entre dovelas
ΔH :	Asentamiento Máximo de corona
%:	Porcentaje.
α :	ángulo de inclinación medio de la dovela
δ :	Peso específico.
ϕ :	Angulo de fricción.
Ψ_r :	Succión correspondiente al contenido residual de agua.
ω :	ángulo de inclinación de las fzas. externas
CFGD:	Concrete Face Gravel-Fill Dams.
CFRD:	Concrete Face Rock-Fill Dams.
ECC:	Enrocamiento con cara de concreto.
GP:	Grava pobremente gradada con arenas.
GC-GM:	Grava arcillosa con limos y arenas.
GP-GM:	Grava bien gradada con limos y arenas.
ICOLD:	International Commission on Large Dams.
MASW:	Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal.
NAMO:	Nivel de agua máxima de operaciones.
NAME:	Nivel de agua máxima extraordinarias.
NAMI:	Nivel de aguas mínima.
MMC:	Millones de metros cúbicos.
SM:	Arena limosa.
Vncold:	Vietnam National Commission on Large Dam.

INTRODUCCIÓN

Las condiciones Geológicas y Geotécnicas del proyecto para el mejoramiento de la Irrigación para el valle de Ite, permitió considerar el diseño de una presa tipo CFGD cuyas siglas proviene del termino Concrete Face Gravel-Fill Dams.

La carencia de material impermeable (Arcillas) para el diseño de una presa convencional de núcleo impermeable y el alto costo de optar por el diseño de una presa de concreto, conlleva a optar por un diseño de una presa del tipo CFGD que sea factible ante estas condiciones.

El desarrollo y diseño de las presas, de este tipo, es esencialmente empírico basado en la experiencia y precedencia de presas construidas alrededor del mundo. La aplicación de las presas tipo CFGD y CFRD se reflejan en las grandes presas actuales como la presa Potrerillos, Presa Santa Juana y Limón correspondientes a Argentina, Chile y Perú, respectivamente

En tal sentido, en el presente informe se ha regido en base al programa siguiente. En el Capítulo I, resume el estado de práctica del tipo de presa (CFGD) en el mundo y su aplicación en presas del Perú. En el Capítulo II, resume los objetivos principales del tema y la descripción del proyecto tomado como aplicación al tema de investigación. En el Capítulo III, resume la historia y las generalidades en el diseño para los elementos que conforman la presa tipo CFGD. En el Capítulo IV, resume el estudio de ingeniería para el diseño de la presa tomando como base fundamental los estudios Hidrológicos e Hidráulicos, Geológicos y Geotécnicos. En el Capítulo V, resume las consideraciones básicas en el diseño, el pre dimensionamiento hidráulico y la descripción técnica en base al diseño tomado para la presa. En el Capítulo VI, resume los conceptos necesarios para la realización del análisis de filtraciones y estabilidad física de la presa; así mismo se presenta los resultados e interpretaciones de los mismos.

Con la información vertida en este informe estaremos en la capacidad de recomendar este tipo de presas, que nos podrán ayudar en otros proyectos tal como pudo cumplir las expectativas del cliente en el proyecto para mejoramiento de Irrigación del valle de Ite.

CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE

1.1 INTRODUCCION

Las presas de enrocado con pantalla (CFRD) y grava con pantalla (CFGD) se han desarrollado en los últimos 40 años y hay presas de este tipo en más de 50 países. Ciertamente en el diseño de las mismas se han aplicado métodos científicos, tales como los análisis por elementos finitos en los análisis de filtraciones, y en los análisis de esfuerzos y deformaciones, pero su desarrollo ha sido esencialmente empírico, basado en la experiencia y precedencia; por ello, resulta de particular importancia divulgar y compartir la información y experiencias en el diseño, construcción y operación de este tipo de presas.

1.2 GENERALIDADES SOBRE PRESAS DEL TIPO CFRD Y CFGD

En la actualidad el diseño de una presa del tipo CFRD (Concrete Face Rock-fill Dam) y CFGD (Concrete Face Gravel-fill Dam) resulta una obra más económica por varias razones entre ellas:

- Menor volumen de materiales sueltos, derivados de taludes más empinados debido a la utilización de materiales friccionales (en el caso de la presa Ite se trata de gravas y cantos rodados principalmente) y a que no incluyen núcleo de suelos arcillosos o limo-arcillosos.
- Puede reducirse aún más el volumen si se construye en el coronamiento un muro de contención del lado del talud de aguas arriba, que constituya también el parapeto.
- La presa es menos heterogénea, y su construcción es más simple y rápida. No necesita la preparación, el ajuste de la humedad, la compactación que requieren los materiales finos de núcleo.
- La construcción es menos afectada por razones climáticas, permite disminuir los tiempos de obra.
- Tienen buen comportamiento frente a las solicitaciones sísmicas.

A pesar de ello, se debe tener en cuenta la tendencia actual en la elección del tipo de presa, siempre se debe analizar en cada caso que se estudie las características, condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de emplazamiento, los materiales disponibles, el clima, la altura máxima de la presa y su variación a lo largo de su perfil longitudinal, entre otras variables, para la elección del diseño final.

1.3 PRESAS DEL TIPO CFGD EN SUDAMERICA Y PERU

La aplicación de las presas tipo CFGD y CFRD se reflejan en las presas actuales tales como Presa Potrerillos (Argentina), Presa Los Caracoles (Argentina), Presa Santa Juana y Puclaro (Chile), Presa Foz do Areia (Brasil), entre otras.

En el Perú se puede mencionar a presas como Limon (Olmos) ubicado en el departamento de Lambayeque. Proyecto que tienen como función trasvasar caudales de la Cuenca Amazónica hacia la Costa del Pacífico, permitiendo su aprovechamiento para la generación de energía eléctrica y la producción agropecuaria en las tierras costeñas a irrigarse con las aguas turbinadas. La presa limón tiene un embalse con una capacidad total de 187 MMC y una longitud de corona de 440 m.

Otra importante presa en nuestro país es la Presa Pillones, ubicada en la provincia de Chivay, Arequipa. Construida en el 2005, de 808.0 m de longitud de coronación y un almacenamiento de 80 MMC.

La presa Pillones forma parte del Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Central Hidroeléctrica Charcani V; provee con 1.5m³/seg a la Mina Cerro Verde que aporta 40% del financiamiento, y también provee a la junta de usuarios de Riego de Arequipa.

CAPÍTULO II: GENERALIDADES

2.1 ANTECEDENTES

La Municipalidad del distrito de Ite - Tacna, está ejecutando el Estudio de Pre Inversión para la "Instalación del Servicio de Agua de uso en Riego Agrícola (Presa ITE) Para los Usuarios del Distrito de Ite, Provincia de Jorge Basadre – Tacna" con el fin de sustentar la viabilidad técnico - económica, social y ambiental del proyecto brindándole sostenibilidad en el tiempo; esto permitirá el abastecimiento óptimo de agua para uso agrícola y contribuirá a mejorar y ampliar los rendimientos de la producción agrícola, repercutiendo en el mejoramiento del nivel de vida en beneficio del Distrito y habitantes de Ite.

2.2 OBJETIVOS

2.2.1 Objetivo Principal:

Realizar el diseño geotécnico de la presa ITE, de grava con pantalla (CFGD), para el abastecimiento hídrico de 8.10 MMC de agua para el valle de Ite – Tacna.

2.2.2 Objetivos Específicos:

- Definir las condiciones Geológicas y Geotécnicas del suelo de fundación donde se emplazara la presa Ite, así como los materiales de canteras para la composición del cuerpo de la presa.
- Analizar las filtraciones y la estabilidad física, en condiciones finales, de la presa Ite.

2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El planteamiento hidráulico del proyecto "Instalación del Servicio de Agua de uso en Riego Agrícola para los Usuarios del Distrito de Ite, Provincia de Jorge Basadre - Tacna", consiste en la regulación del recurso hídrico mediante la construcción de la Presa con capacidad total de 8.10 MMC, ubicada en el cauce del río Ite.

En esta alternativa la estructura de almacenamiento corresponde a una presa de materiales granulares (boleos y grava aluvial) como cuerpo de la misma, recubierto en su talud de aguas arriba con una pantalla de concreto armado. Es

decir que dicho cuerpo estará conformado por tres zonas, correspondientes a material aluvial del río, así como a material seleccionado de cantera tanto para los espaldones de aguas arriba y de aguas abajo, incluyendo el enrocado de protección del talud de aguas abajo de la presa e igualmente, el dren chimenea y el manto permeable de desagüe. El elemento impermeable de la presa es la losa de concreto antes mencionada, que estará apoyada en una capa flexible apoyada en la zona de transición correspondiente. El fin de esta estructura es almacenar el caudal base y las aguas de precipitaciones de la cuenca, para luego ser reguladas de acuerdo a la demanda de la cédula de cultivos planteada como parte del proyecto.

Las aguas almacenadas serán restituidas al lecho del río para su captación por la bocatoma Ite, ubicada aguas abajo de la presa, para luego ser transportadas por el nuevo canal de conducción del sistema.

2.4 UBICACIÓN Y ACCESO AL PROYECTO

El acceso desde la ciudad de Lima es a través de la carretera Panamericana Sur hasta la ciudad de Ilo; a la altura del Kilómetro 1246. Desde la ciudad de Ilo por la carretera asfaltada (Carretera Costanera Ilo-Tacna) en dirección a Tacna, hasta llegar al cruce Ite ubicado a la altura del kilómetro 95. La zona se encuentra entre las coordenadas UTM:

NORTE: 8'038,364 N

ESTE: 302,318 E

Para acceder a la zona donde se ubicará la Presa Ite, se accede por una carretera asfaltada (carretera integradora entre la Costanera y la Panamericana Sur) hasta el km 25 aproximadamente. En la *Figura N° 2.1* se muestra el esquema del proyecto de la Presa Ite. Así mismo, en el plano P-01 se muestra la ubicación del proyecto.

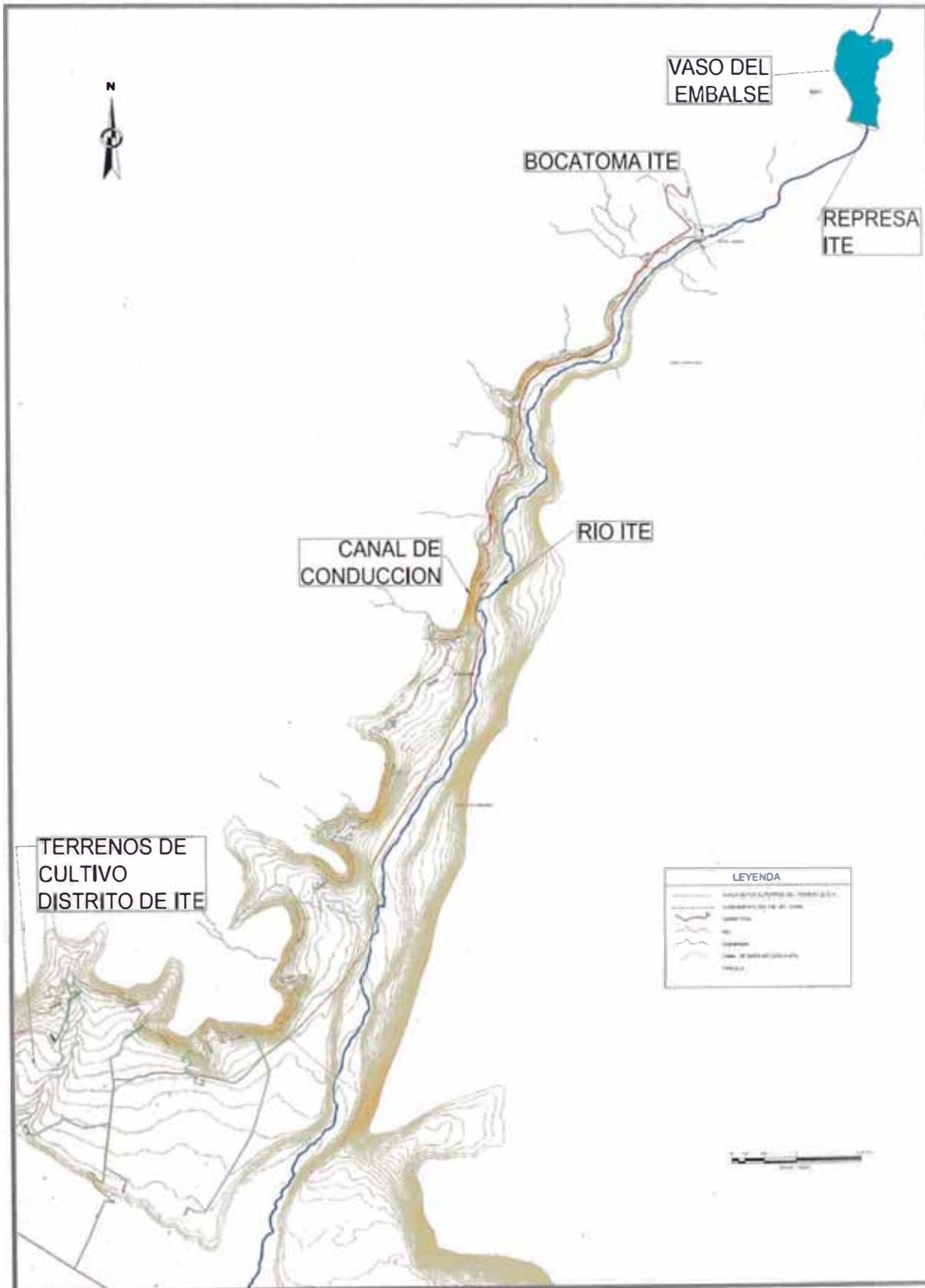


Figura N° 2.1: Esquema General de la ubicación del Proyecto Ite

2.5 ALCANCE DEL PROYECTO

El presente informe toma como base los conceptos Geológicos, Geotécnicos, Hidrológicos e Hidráulicos tomados del Estudio de Ingeniería "Instalación del Servicio de Agua de Uso en Riego Agrícola (Presa Ite), para los usuarios del Distrito de Ite", realizado por la empresa Zer Geosystem Peru SAC.

Asimismo, para poder diseñar una presa del tipo CFGD, nos basamos en teorías, experiencias de algunos autores, congresos de la ICOLD (Vncold, 2008) y publicaciones del Dr. James Barry Cooke quien puede considerarse el mayor impulsor y consultor de las presas tipo CFRD y CFGD.

Es en el capítulo 4.2 se presenta los aspectos más importantes y relevantes de los estudios hidrológicos e hidráulicos para el diseño de la presa ITE, como son la precipitación, el escurrimiento, las curvas Altitud-Área-Volumen y las mediciones hidrológicas relacionadas.

En el capítulo 4.3 presenta los estudios básicos de geología cuya finalidad es determinar la litología de los materiales donde se proyecta la cimentación de la presa, así como identificar las unidades geomorfológicas en y alrededor del mismo, apreciar los fenómenos de geodinámica externa que puedan afectar la estructura al construir.

En el capítulo 4.4 se discuten los estudios geotécnicos para el diseño de una presa ITE tales como: los métodos de exploración en suelos, los conceptos de las propiedades mecánicas de las rocas y los suelos, así como su clasificación.

El análisis e interpretación de la presa ITE se muestra en el capítulo 5; presentando el análisis de filtraciones de la presa mediante el software SEEP del Geostudio 2007 obteniendo el nivel piezométrico de la misma. Además se presenta el análisis de estabilidad, en condiciones finales, utilizando el software SLOPE del Geostudio 2007 obteniendo la forma y tamaño de la Presa.

CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO

3.1 INTRODUCCION

La construcción de presas pequeñas data de hace muchos años y obedece a la imperiosa necesidad de almacenar agua para consumo humano, de ganado, para riego de cultivos o para el control de avenidas en tiempo de lluvia.

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) define a las presas grandes y pequeñas de la siguiente manera:

- Una presa pequeña es aquella que mide menos de 15 metros de altura.
- Una presa grande es aquella que supera una altura de 15 metros.

Las que miden entre 10 ó 15 metros se consideran grandes cuando el diseño presenta complejos especiales.

Por otro lado, también se dice que las presas pequeñas son aquellas cuya capacidad de almacenamiento no excede de 500,000 m³. Otra variable a considerar es la longitud de la corona de la presa, esta distancia comprende desde unos metros hasta cientos de metros.

La construcción de presas pequeñas ha sido una constante en el desarrollo del país hasta hace unos años debido al impulso de megaproyectos con el fin de generar energía eléctrica; esto ha hecho desviar la atención para la ejecución de proyectos de pequeñas presas que satisfacen necesidades puntuales de la comunidad con presupuestos ínfimos comparados a los otros.

Las presas pequeñas, contrario a lo que se pueda imaginar, plantean problemas complejos de estabilidad, compresibilidad o permeabilidad. El sólo hecho de ser una obra hidráulica de menor dimensión hace que ciertos aspectos sean más críticos que en las grandes presas.

En obras de esta magnitud, la exploración asume un papel importante, entre otros, ya que puede indicar si el proyecto es económica y técnicamente viable. La exploración se podría dividir en tres fases; la primera, del reconocimiento, se proyecta principalmente para sostener la decisión de continuar con exploraciones más detalladas; la segunda etapa, de viabilidad, aquí se determina el objeto, magnitud, plan esencial, detalles, beneficios y costos del proyecto para apoyar la autorización del mismo; tercera etapa, de las especificaciones, complementa la

etapa de la viabilidad hasta obtener los planos finales y especificaciones del proyecto, en esta etapa la construcción es inminente. Cabe señalar que la magnitud del proyecto no es el único factor que incide en la necesidad de hacer más estudios, también puede depender de las características del lugar o de los factores hidrológicos.

3.2 PRESAS FLEXIBLES TIPO CFRD Y CFGD

Las presas del tipo CFRD y CFGD, cuyas siglas provienen del término Concrete Face Rock-fill Dam y Concrete Face Gravel-fill Dam respectivamente. Estos términos son usados para describir a las presas de enrocado con pantalla y grava. Además presenta una cara de losa de concreto, esta losa funciona como una capa impermeable.

La diferencia fundamental de este tipo de presa con las de materiales graduados de núcleo impermeable es que la cara de concreto evita la saturación del cuerpo principal de la presa, lo que se traduce en un mejor comportamiento de la estabilidad, permitiendo colocar taludes menos tendidos, menor volumen y en general menores tiempos de colocación.

Una de las principales características de este tipo de presa es que permite el uso de materiales locales del lecho del río y de las excavaciones en el cuerpo de la presa, esto en oposición a base de costosos materiales de canteras que pueden tener la necesidad de ser transportado en largos caminos.

La calidad de los materiales está determinada principalmente por la Geología local y resalta la importancia de un buen entorno geológico a fin de aprovechar todas las ventajas con este tipo de presa.

Cuando se diseña una presa CFGD hay ciertas propiedades que tiene que evaluarse a fondo tales como la zonificación del cuerpo de presa, los materiales de relleno, el diseño del cuerpo de la presa, análisis de estabilidad, control de filtraciones, etc.

3.1.1 Historia y Expansión

Las presas tipo CFRD y CFGD tiene una larga historia y han estado en parte oculta, pero integral, en la vida humana durante siglos. La idea de un relleno de roca impermeabilizado aguas arriba del mismo es muy remota, se tiene referencia

de que en siglo XVII se construyeron en Europa pequeñas estructuras de ladrillo con cal en el talud aguas arriba y con escolleras aguas abajo.

Durante finales del siglo XIX y principios del XX en el período de 1840 a 1940 los mineros del sur de California desarrollaron estructuras en forma intuitiva impermeabilizando enrocamientos lanzados y por lo tanto no compactados con placas de madera. Estas primeras estructuras evolucionaron a las presas de enrocamiento con cara de concreto que conocemos en la actualidad.

Después de estos primeros atisbos de los mineros californianos fueron pocos los intentos de construir presas de enrocamiento lanzado, tal es el caso de la presa Paradela en Portugal (1955), que con sus 110 m de altura, enrocamiento suelto y juntas verticales y horizontales presentó serios problemas de filtraciones, o la presa New Exchequer en Estados Unidos (1966) de 149 m. Ambas presas fueron las más altas de su tipo en su momento, pero demostraron que existía una incompatibilidad entre la deformación del enrocamiento suelto con las losas de la cara de concreto al alcanzarse alturas importantes.

Fue hasta los años 70, con el desarrollo de los compactadores vibratorios y los procedimientos constructivos de la losa y sus juntas en el talud aguas arriba se abrió paso a una nueva generación de presas cada vez más altas. La primera de ellas fue Cethana en Australia (1971) de 110 m de altura, después Alto Achincaya de 140 m en Colombia (1974), ambas presas demostraron que era técnica y económicamente factible construir presas CFRD en el mundo.

Posteriormente en 1980 se construye en Brasil Foz Do Areia que con 160 metros de altura mantuvo el título de la presa de ECC más alta del mundo hasta 1993, año en el que Comisión Federal de Electricidad construye la presa Aguamilpa de 187 m arrebatando a la presa brasileña el título de la más alta en su tipo.

A raíz de éxito de este tipo de presas Barry Cooke quién fuera padre de las presas de ECC, en el congreso del Internacional Commission of Large Dams (ICOLD) en Beijing China en el año 2000 concluyó:

“La presa de ECC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un comportamiento adecuado para una presa de

ECC de 300 m de altura de casi todos los tipos de roca basados en la extrapolación razonable de mediciones de las presas existentes”.

3.2.1 Diseño de las Presas

Hay muchas maneras de diseñar las presas tipo CFRD y CGD. Recientemente la VNCOLD (Comité nacional vietnamita de grandes presas) elaboró un documento que contiene algunas directrices de diseño fundamentales en nombre de ICOLD (comité internacional de grandes presas).

En este documento o guía se dispone de información detallada de cómo se debe realizar el diseño del cuerpo de presa, la calidad de los materiales utilizados, los tratamientos de la fundación, así como los valores de diseño de la losa de la cara, etc. La guía resume la experiencia de la construcción de CFRDs y le da una visión valiosa de las posibles dificultades de la construcción de una presa de este tipo. (Vncold, 2008).

En el Capítulo V, se presentara las condiciones y consideraciones para el diseño de las presas tipo CFGD y CFRD.

3.2.1.1 Diseño del cuerpo de la Presa

El diseño del cuerpo de la presa incluye varias propiedades:

- Inclinación de los taludes de la presa
- Propiedades de cresta y parapetos
- Altura de la presa
- Asentamiento del cuerpo de la Presa

Cuando se diseña los taludes de la presa. Si el material es de buena calidad, los taludes aguas arriba y aguas abajo se pueden diseñar con una pendiente de 1:1.3 a 1:1.4. Sin embargo, si el material consiste de pobre calidad de relleno los taludes deben ser más pronunciada de 1:1.5 hasta 1:1.6. En la cresta de la presa se debo colocar un parapeto. Además la Vncold (2008) sugiere que la anchura de la coronación debe estar dentro de los límites entre 5.0 m a 8.0 m de ancho. Sin embargo, la anchura de la coronación está sujeta a las regulaciones de las autoridades locales, así como la operación de la presa, necesidades de un camino u otras operaciones en la cresta.

También es importante hacer un análisis del diseño de la presa para asegurar que las infiltraciones, estabilidad y deformaciones se encuentren dentro de los límites establecidos. Al realizar los análisis, es importante incluir la carga dinámica para ver cómo la presa responde ante cargas sísmicas. También es necesario si la presa se construye sobre la roca débil o una base de grava, si la actividad sísmica en la zona es alta, si la presa se construye con materiales blandos escollera o si no existen las condiciones del terreno difíciles en el lugar.

3.2.1.2 Losa de concreto

La pantalla de concreto o cara de concreto de las presas tipo CFGD y CFRD, es de vital importancia en el diseño de las mismas pues es la que da la impermeabilización a la presa. La losa debe ser proyectada para adaptarse a las deformaciones del cuerpo de la presa, no se diseña para soportar el empuje del agua, sino como una membrana deformable e impermeable que no debe romperse.

Debido a que el concreto no puede aceptar ciertas deformaciones sin fracturarse, se debe diseñar la losa con juntas que absorban los movimientos, dichas juntas deberán estar provistas de sellos que eviten el paso del agua.

Aunque las filtraciones sensiblemente deben ser evitadas, hay ocasiones en que resultan ineludibles y pueden ser admitidas, pues en general se ha visto que no comprometen la seguridad de la estructura.

El procedimiento de colado es en franjas verticales de 15 m de ancho en colados continuos con cimbra deslizante para reducir el número de juntas horizontales. El diseño de la losa de concreto está íntimamente ligada a la forma deformada del enrocamiento, en teoría aplicando la deformación a la losa se pueden obtener los elementos mecánicos (momento flexionante, cortante y carga axial) y de esta manera proponer el espesor de la losa y los armados.

Al construir el espesor de las capas de losa de concreto la Vncold sugiere que debería ser calculado como:

$$T = 0.30 + 0.0035 \times H$$

Donde T es el espesor en metros y H es la altura de la presa, también en metros. Esto sugiere que el diseño de la pantalla se hace más gruesa en la base ya que la variable H, comienza en cero en la parte superior de la presa. Por consiguiente,

el espesor mínimo de la losa debe ser 0.3 m para permitir refuerzos de acero y características impermeables.

En algunos casos, el espesor mínimo de la pantalla se puede aumentar a 0.4 m para ciertas presas altas en valles estrechos, para dar cuenta de la zona de fallo de las losas de concreto durante estas condiciones.

Para el refuerzo de la losa se sigue el criterio de agrietamiento por cambios de temperatura y por restricción de la deformación de la presa. La colocación del refuerzo de acero es en la parte central de la losa y corresponde al 0.4% en el sentido longitudinal y 0.3% en el sentido paralelo al eje.

Las losas deben ser construidas apenas con juntas verticales de contracción. Las juntas horizontales adoptadas en algunas presas se convirtieron en una fuente de fugas de agua. Solo juntas horizontales derivadas de etapa constructivas, son recomendadas.

3.2.1.3 Las Juntas

Entre las losas y el plinto se forman las siguientes juntas:

- Junta perimetral: Es el contacto de la losa y el plinto
- Juntas verticales de expansión: Entre franjas verticales, cercanas a las laderas son las que seguramente tendrán un movimiento de apertura debido a la forma en que se deformará el terraplén.
- Juntas verticales de compresión: Entre franjas verticales, en la parte central de la presa son las que probablemente tendrán un movimiento de cierre.
- Juntas horizontales: son juntas constructivas entre etapas de colado de la losa.
- Junta entre la losa de concreto y el parapeto: Se coloca para independizar los movimientos de cada una de estas estructuras.

3.2.1.4 Sello de Juntas

La pantalla de concreto es colocada en la construcción etapa por etapa y no es una losa homogénea, hay uniones entre las diferentes placas de las losas. Para evitar filtraciones a través de las articulaciones en la pantalla de concreto es

importante sellar adecuadamente. La articulación más importante es el sello de junta perimetral que esta entre la pantalla de concreto y el Plinto de concreto. El plinto es la estructura que conecta la Pantalla de concreto con la fundación. Esto se hace generalmente mediante la instalación de placas de lámina. En algunas ocasiones se utiliza el asfalto entre las placas de lámina para sellar, aun mejor, las juntas.

Algunos sellos también incluyen piezas de fundición de cobre, así como una lámina de PVC. La forma más eficaz para detener la filtración a través de la junta perimetral es utilizar características de los diferentes materiales y forma al mismo tiempo. Tancev (2005) propuso un diseño, en el que afirma es el más eficiente, que se muestra en la *Figura N° 3.1*.

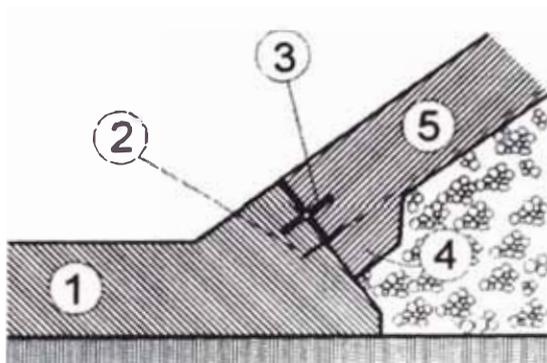


Figura N° 3.1: Junta Perimetral – 1. Plinto de concreto – 2. Impermeabilizante de lámina de cobre – 3. Impermeabilizante de Goma – 4. Cama del concreto – 5. Pantalla de concreto

3.2.1.5 Diseño de Plinto de Concreto

El plinto es la parte más importante de las presas del tipo CFGD y CFRD. El plinto se necesita para conectar la base de la pantalla para formar una junta perimetral que funciona como una barrera de agua. Normalmente se construye con concreto armado.

Elemento impermeable de conexión entre la losa o pantalla de concreto y la fundación de la presa. Esencialmente es una losa o un muro de concreto armado, con una junta perimetral y/o juntas adicionales. Adicionalmente sirve de acera para las inyecciones. En el caso de presas sobre aluviones profundos con diafragma vertical de concreto el plinto queda conectado al diafragma con una o más juntas.

Debe destacarse la importancia de la junta perimetral plinto – losa, tanto en el diseño de los elementos que la impermeabilizan como en la geometría entre la cara del plinto y la losa, según los ángulos horizontales y verticales de sus ejes; dicho de otra forma la losa y la cara del plinto deben mantener siempre un ángulo de 90° y la losa debe tener movimiento libre por asentamientos del terraplén. Otro aspecto que debe cuidarse, cuando se prolonga el plinto hacia aguas abajo es que entre la losa y el plinto aguan abajo, se deje por lo menos 60 cm.

A continuación se muestra un ejemplo de una presa CFRD construida en Brasil, considerada una de las presas más grandes del mundo hasta el año 1993. De la misma manera se muestra los detalles del plinto de la Presa Limón, Olmos.

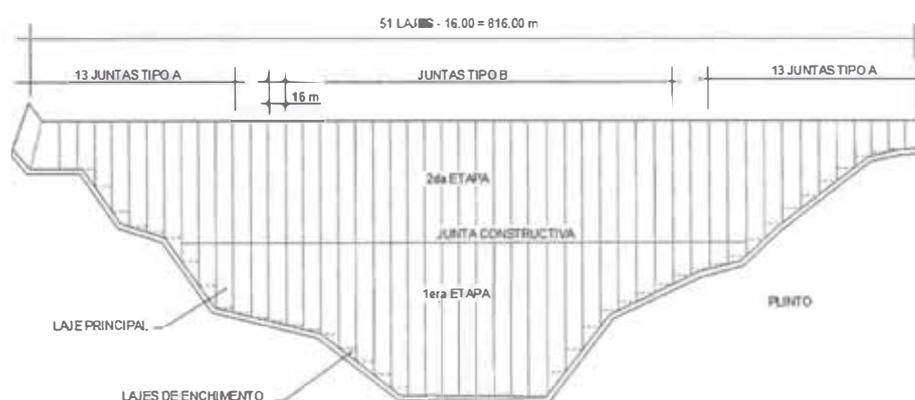
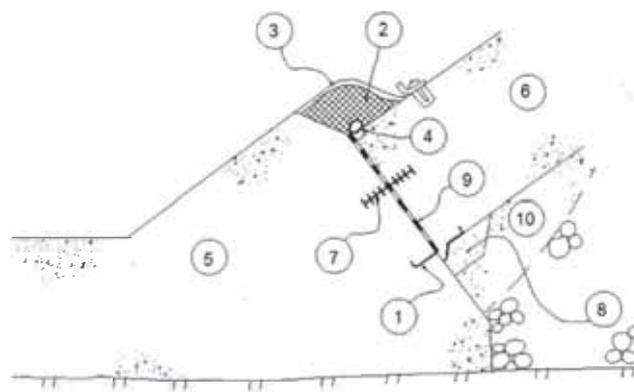


Figura Nº 3.2: Vista general de la cara de concreto de la Presa Foz do Areia



- | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| 1 – Impermeabilizante de cobre | 6 – Losa de concreto |
| 2 – Masilla | 7 – Impermeabilizante de PVC |
| 3 – Membrana de PVC | 8 – Cuna de Arena-Asfalto |
| 4 – Cilindro de Neopreno | 9 – Espaciador de Madera |
| 5 – Plinto | 10 – Zona de Granulometría Especial |

Figura Nº 3.3: Junta Perimetral de la presa Foz do Areia (Pinto y Mori, 1989)

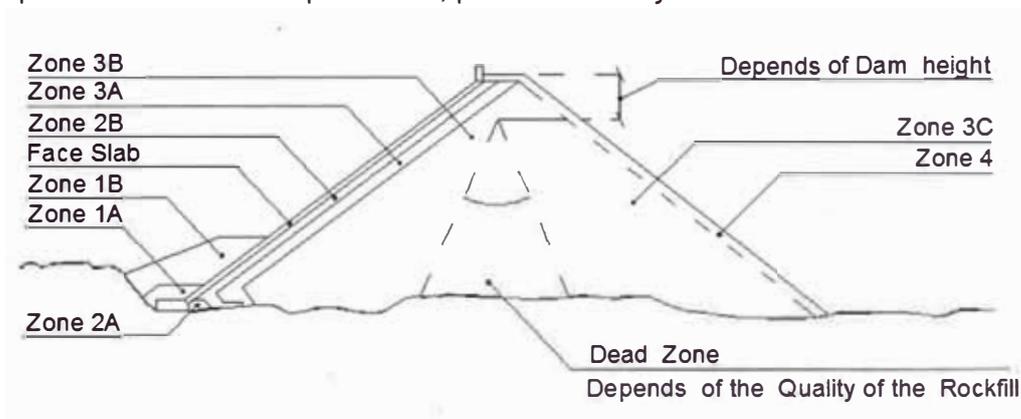
3.2.1.6 Parapeto

El parapeto es el muro de contención en la corona y que determina la altura máxima de la presa. En general se diseña para colocar un camino vehicular en la corona de la presa, por lo que es importante determinar el ancho óptimo de corona pues esto influirá en el volumen total de la presa. Si el parapeto es pequeño, prácticamente no influye, sin embargo a medida que es más alto, permite un ahorro importante de material. A pesar de ello, la altura del parapeto no debe exagerarse, en particular en zonas de alta sismicidad, pues en esa zona las aceleraciones telúricas se magnifican notablemente.

Los parapetos se diseñan como muros de contención en cantiléver sujetos a empujes horizontales del relleno, en zonas sísmicas deben considerarse efectos de vibración e imposición de cargas horizontales.

3.2.2 Materiales Típicos

Según Vncold (2008), el criterio de llenado varía para cada sub zona del cuerpo CFRD y se basa en la experiencia de la ingeniería. Las zonas de la presa se pueden ver en la *Figura N° 3.6*. La sub zonas consta de materiales con diferentes propiedades tales como porosidad, permeabilidad y densidad seca.



- 1A COHESIONLESS SOIL
- 1B RANDOM
- 2A PROCESSED MATERIAL (\varnothing MAX = 3/4")
- 2B PROCESSED MATERIAL (\varnothing MAX = 3 - 4")
- 3A SELECTED SMALL ROCK PLACED IN SAME LAYER THICKNESS AS ZONE 2
- 3B QUARRY RUN ROCKFILL ABOUT 0,8 m TO 1,0 m LAYERS
- 3C QUARRY RUN ROCKFILL ABOUT 1,6 m TO 2,0 m LAYERS
- 4 DOWNSTREAM ROCKFILL

Figura N° 3.6: Sección General de una Presa Tipo CFRD y CFGD

3.2.3 Terreno de Fundación

El objetivo principal de la construcción de una buena base para la presa es disminuir la deformación causada por el peso de la presa, así como el aumento de la resistencia a la compresión de la roca madre, prevenir la filtración bajo el dique y la erosión que puede seguir a la filtración.

Para evitar la filtración se utiliza una pantalla de concreto. La pantalla debe descansar en la roca en función de condiciones hidráulicas- geológicas y reducir las líneas de presión bajo la presa que se origina cuando se filtra el agua.

Presas de terraplén, como CFRD y CFGD, normalmente se construyen sobre roca. Sin embargo, las fundaciones de grava también pueden ser factibles debido a las presas de terraplén de transmisión relativamente bajas tensiones a la fundación. Si la presa está siendo construida en la grava, la pantalla de concreto se vuelve aún más importante debido al hecho de que la grava es mucho más permeable que el lecho de roca que depende del RMR y RQD de la roca madre.

CAPÍTULO IV: INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA, GEOTÉCNICA E HIDRÁULICA

4.1 EVALUACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA

En una región de escasa disponibilidad hídrica, como lo es la región Tacna, urge desarrollar y cristalizar proyectos de almacenamiento de agua con el objeto de regular las disponibilidades hídricas del periodo de lluvias que actualmente se pierden en el océano Pacífico. De acuerdo a las evaluaciones hidrológicas efectuadas en las cuencas de la región Tacna, el 70% del volumen total de las disponibilidades hídricas están concentradas en el periodo de lluvias, por lo tanto, el presente estudio hidrológico contempla el aprovechamiento de las disponibilidades hídricas del periodo de lluvias y su derivación en forma regulada para atender los requerimientos de la ampliación de la frontera agrícola en el distrito de Ite.

Los excedentes hídricos del río Locumba que se pierden en el océano, se manifiesta en 02 sectores: Por la bocatoma Ite y por la zona de drenaje de la Irrigación Ite. Debido a la limitación de la capacidad de conducción del canal Ite, se produce los excedentes hídricos que se pierden en el océano, lo cual es totalmente improcedente en una zona árida como es la región Tacna. Durante el periodo de lluvias, se pierde en el océano un caudal promedio de 1639 l/s de acuerdo a los aforos efectuados en el periodo 2005-2007.

La cédula de cultivos en el escenario sin proyecto está constituido por: alfalfa, maíz, Olivo, Ají, Cebolla, granados y otros, con una extensión de 1747 has, y tiene una demanda de agua de 37.861 MMC/año, equivalente a 1.178 m³/s, que debido a la distribución temporal presenta déficits y excedentes de -1.633 MMC/año y 20.152 MMC/año respectivamente.

La cédula de cultivos propuesto para el escenario CON PROYECTO está constituido por: Olivo, Ají, Cebolla y Quinua con una extensión total de 2490.70 has bajo riego por goteo con una eficiencia de 80%, el mismo que será atendido en su integridad con los aportes regulados de la represa Ite. La nueva irrigación requiere un volumen de agua de 7.991 MMC/año.

La presa de Ite tendrá un volumen total de 8.10 MMC, con un vertedero de demasías ubicado en la cota 338 msnm, el mismo que deberá operar con la

siguiente regla de operación. En crecidas extraordinarias, el caudal excedente será derivado por el vertedero de 40 m de longitud y permitirá evacuar un caudal máximo de 93.12 m³/s con un periodo de retomo de 500 años.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Prom
2.186	1.947	1.750	0.909	0.734	0.697	0.723	0.926	1.321	1.769	2.229	1.988	1.432

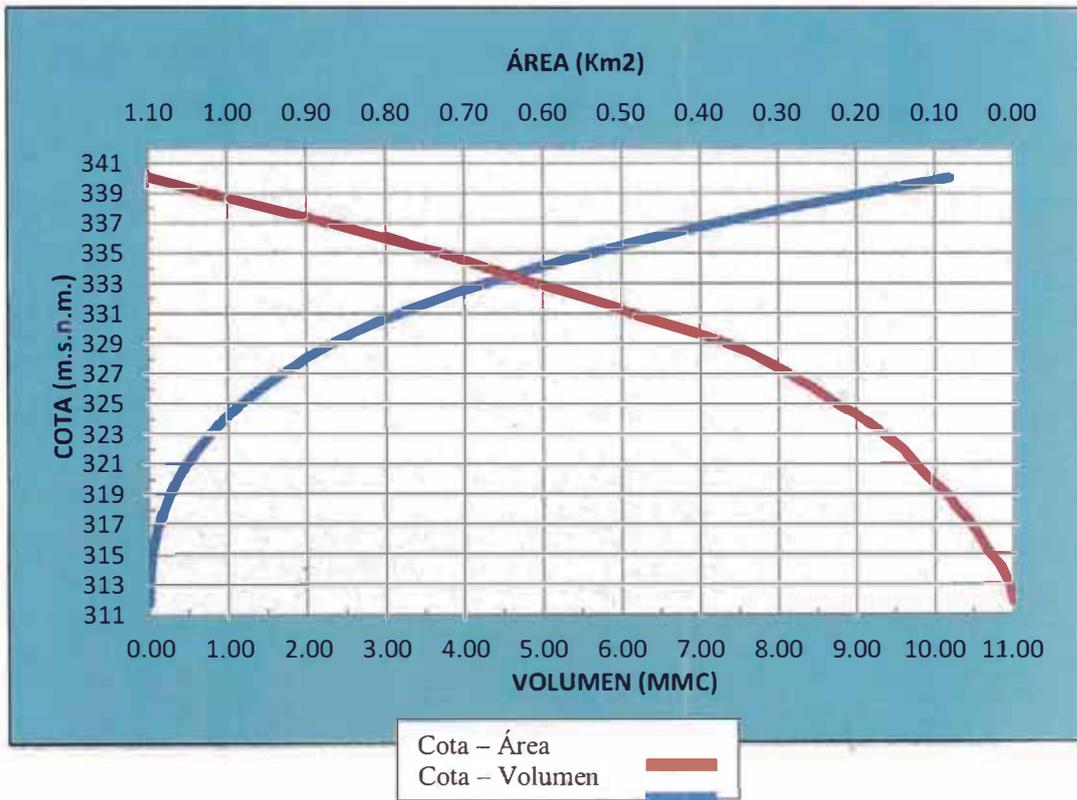


Figura Nº 4.1: Relación Cotas – Área – Volumen

La estimación del volumen muerto de la represa Ite se ha efectuado sobre la base de los aforos de caudal sólido efectuado en el río Sama por el Proyecto Especial Tacna y La SPCC durante los años 2001 al 2009, que es una cuenca vecina al área de estudio, de donde se concluye que en un horizonte de operación de 50 años, es posible que se puede almacenar 2.46 MMC de volumen muerto.

4.2 EVALUACION GEOLOGICA

El área de estudio regionalmente se encuentra emplazada en las unidades geomorfológicas de la Pampa Costanera y Cordillera de la Costa (200 a 400 m.s.n.m.).

4.2.1 Morfología del valle

El eje donde se emplazará la presa Ite, presenta un perfil asimétrico, donde las aguas del río Locumba erosionaron el relleno aluvial dando taludes de 15° en el estribo derecho y de 25° en el estribo izquierdo. El cauce de avenida presenta anchos variables entre 60 m. a 100 m., mientras que el cauce de estiaje varía entre 3 a 5 m. las que están constituidas por gravas, guijarros y cantos rodados sub redondeados en una matriz arenosa de grano medio a grueso (Figura N° 4.2). La potencia de este depósito fluvial se infiere en 5.00 m aproximadamente, pero el relleno aluvial es de mayor profundidad (Figura N° 4.3). En esta sección la gradiente es de 3%, mientras que aguas abajo de este eje, la gradiente de la quebrada disminuye debido a la presencia de la bocatoma de Ite.

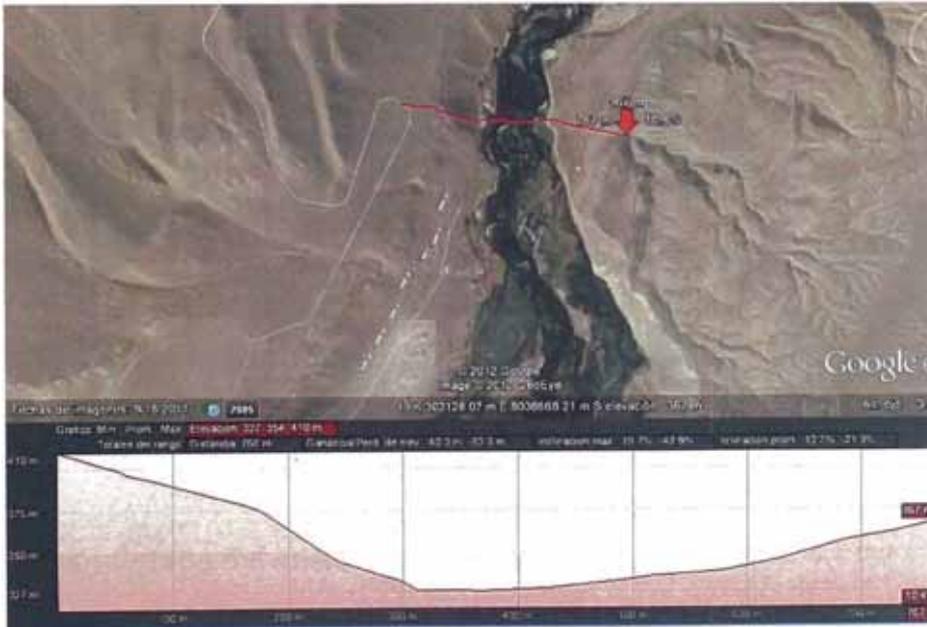


Figura N° 4.2: Imagen Satelital donde se puede observar la probable sección transversal del eje de la presa, de forma asimétrica.



Figura N° 4.3: Vista hacia aguas arriba de la zona de cierre, de forma asimétrica. Se puede observar el flanco izquierdo, cuya pendiente es mayor de 25°.

Así mismo, se observa hasta dos terrazas: la terraza N° 01, próxima al cauce de avenida, esta tiene hasta 2.00 m. de altura. Con respecto al nivel del río, cuando el nivel del río Locumba sube, erosiona los estribos de esta terraza. La zona llana de la terraza N° 01, es de poca extensión.

La Terraza Aluvial N° 02, cuyo desnivel con respecto a la Terraza Aluvial N° 01 es de 10 m. de altura, en la margen derecha del río Locumba presenta una buena extensión y muestra una superficie con una ligera pendiente, debido a que en el pasado, los ingresos excepcionales de una quebradilla, formaron en esta terraza un cono aluvial.

4.2.2 Estratigrafía del suelo de cimentación

El Estribo Derecho del Eje de la Presa

El estribo derecho, en la zona llana de la Terraza N° 02, se encuentra cubierta superficialmente por un depósito aluvial y están constituidas por una capa de arenas limosas de color café, cuyo espesor varía entre 0.75 m a 2.20 m. Le subyace capas de cantos rodados con gravas sub-angulares a sub-redondeadas, con matriz areno limosa, que al parecer pertenecerían a la Formación Moquegua.

El Estribo Izquierdo del Eje de la Presa

Este estribo está constituido por una delgada capa de depósitos aluviales, de probable edad Pleistocénica, que cubre a la roca intrusiva de naturaleza diorítica. El Depósito Aluvial Pleistocénico está constituido por una secuencia de gravas gruesas a medias, sub-redondeadas y soportadas en una matriz areno arcillosa, que muestra estructuras de corriente bien definidas (*Figura N° 4.4*). En seco presentan buena estabilidad, éstas cubren a la roca intrusiva de naturaleza diorítica.



Figura N° 4.4: Estribo izquierdo del eje de la Presa Ite proyectada

En la margen izquierda y en lo que corresponde a la Terraza T-02, ésta se encuentra constituida por una secuencia de gravas con cantos rodados con arenas grises, aparentemente limpias.

El Cauce

Ubicado en la parte más baja del valle, los depósitos Fluviales que están constituidos por gravas y arena, poco porcentaje de cantos rodados con una potencia de más de 25.00 m. le subyacen depósitos de origen Aluvial muy compacto o roca fracturada, cuyo espesor alcanza, de manera inferida, unos 15 m.

4.3 EVALUACION GEOTECNICA

El objetivo de las investigaciones de campo efectuadas en la zona del proyecto es determinar las características de los materiales de cimentación, donde se emplazará la Presa Ite, así como evaluar las características físicas y mecánicas de los materiales que serán utilizados en la conformación del dique.

Los trabajos de campo se efectuaron por medio de ensayos geofísicos, excavación de calicatas, trincheras y ensayos de densidad de campo (cono de arena). En el plano P-02 se muestra los sondajes de exploración realizados en campo.

Todos estos ensayos fueron distribuidos adecuadamente en toda la extensión del área en estudio, extrayéndose muestras de suelos y rocas para realizar los respectivos ensayos de laboratorio.

4.3.1 Investigación de Campo

El programa de exploración de campo consistió en la realización de ensayos geotécnicos tales como excavación de calicatas y trincheras, distribuidas adecuadamente a lo largo del eje proyectado para la construcción de la Presa Ite, obteniendo muestras que permitan determinar las propiedades físicas y mecánicas del terreno de cimentación.

Como parte de los estudios para la presa Ite, se han realizado ensayos geofísicos para determinar los perfiles sísmicos del subsuelo. Los ensayos consistieron en la medición de la velocidad de propagación de las ondas P por medio de ensayos de refracción sísmica para determinar el perfil sísmico estratigráfico del terreno, y ensayos MASW para determinar las velocidades de propagación de las ondas S.

La información obtenida es de gran utilidad para determinar en forma indirecta las características estratigráficas de los suelos que se encuentran a diferentes profundidades esto permitirá correlacionar la estratigrafía con los sondajes directos como perforaciones.

Los registros de los sondajes directos e indirectos se muestran en los anexos. Así mismo, se muestran los resultados de los ensayos de laboratorios realizados a las muestras representativas obtenidas de la estratigrafía de las calicatas y trincheras.

4.3.2 Análisis e Interpretación de Resultados

En base a la ejecución de ensayos geofísicos (Refracción Sísmica y Sondajes MASW), exploración Geotécnica (Calicatas y Trincheras) y ensayos de laboratorio realizados para el presente estudio, se ha definido el perfil geotécnico para la sección donde se proyecta el eje de la presa Ite.

En la zona donde se emplazara la cimentación de la presa, se pudo identificar materiales naturales de origen aluvial a fluvio aluvial. Estos materiales están conformados por una capa de arena limosa de compacidad media, subyaciendo una grava pobremente gradada compacta y/o roca muy fracturada y/o meteorizada subyaciendo a esta, una roca ligeramente fracturada. El plano P-03 muestra el perfil estratigráfico inferido del eje de la presa.

4.3.3 Sismicidad de la Zona

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que hay en la Tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico. El marco tectónico regional a mayor escala está gobernado por la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. 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 notoria precisamente es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes.

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.

Al interior del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto por la Nueva Norma de Diseño Sismorresistente E.030, del Reglamento Nacional de Construcciones (2003), el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 3, correspondiéndole una alta sismicidad.

En consecuencia, para el área de estudio, se considera un valor de aceleración máxima de 0.40 g, correspondiente a un evento con periodo de retorno de 475 años.

En caso de utilizar métodos pseudo-estáticos para el diseño de los muros y taludes, se recomienda usar un valor de coeficiente sísmico equivalente al 50% de la aceleración máxima estimada por el método probabilístico. Por lo tanto, para el análisis de estabilidad en condiciones pseudo-estáticas se recomienda emplear un valor de coeficiente sísmico de $\alpha = 0.20$.

CAPÍTULO V: DISEÑO GEOTÉCNICO

5.1 CONSIDERACIONES BASICAS PARA EL DISEÑO

El planteamiento del tipo de presa y sus pre-dimensionamiento es muy distinto a las de concreto ya que esta última es de un material fabricado de propiedades uniformes y predecibles y el cimiento ha de ser roca muy consistente, en cambio las de material suelto los componentes pueden ser muy variados (Gravas a escolleras), aun con determinado material genérico las propiedades varían entre límites muy amplios; en cuanto al cimiento puede ser de desde arcillas o gravas hasta roca muy consistente. Por ello el tipo y las dimensiones para este tipo de presas son muy extensos, no hay sección tipo prefijado, sino que los materiales disponibles y el suelo de fundación son determinantes en la elección del tipo de la presa.

A continuación se presentan las consideraciones que se tiene que tomar en cuenta para el diseño de una presa de material suelto.

5.1.1 Propiedades de los Materiales

La estabilidad de un dique debe ser evaluado para condiciones de construcción y operación utilizando propiedades ingenieriles de los materiales de la fundación y del terraplén, también se debe considerar una información geológica adecuada. Cuando se determinen y seleccionen las propiedades ingenieriles de los materiales seleccionados para la construcción del dique, se tomaran en cuenta las siguientes consideraciones.

- Posible variación en los materiales de préstamo
- Contenido de agua natural de los materiales de préstamo
- Variación en las proporciones de los materiales y el método de colocación
- Condiciones climáticas
- La inevitable variación en el contenido de agua y la densidad compactada, que puede ser superada con un control adecuado en la etapa de la construcción.

- La disminución del ángulo de fricción del terraplén granular y de los materiales de la fundación bajo esfuerzos de confinamiento altos, deben ser considerados en el diseño de diques alto.

5.1.2 Otros Factores

Además de las propiedades de los materiales, existen otros factores que deben ser considerados para establecer los valores de diseño, y que solo pueden ser evaluados a través del ejercicio de la ingeniería son.

Los efectos de asentamiento diferenciales del terraplén que son localizados en fundaciones compresibles, valles estrechos y profundos.

Compatibilidad con las características de esfuerzo con el terraplén y del terraplén con la fundación.

5.1.3 Información Geológica

A continuación se presenta la información geológica a considerar.

- Agua subterránea y condiciones de infiltración.
- Litología, estratigrafía y detalles geológicos descubiertos por perforaciones e interpretación geológica.
- Máxima sobrecarga en el pasado del lugar, que puede ser deducida de las evidencias geológicas.
- Estructura incluyendo material de cobertura.
- Alteraciones del material por contaminación.
- Juntas y sistemas de juntas.
- Evidencias en campo con relación a deslizamientos, actividad sísmica, movimiento a través de fallas existentes y juntas de tensión.

5.1.4 Resultados del Análisis de Estabilidad de Taludes

Los resultados del análisis de estabilidad comparados con los resultados de las secciones de ensayo durante el diseño y la evaluación de los cambios de las propiedades de los materiales de la fundación durante y después de la construcción los valores del análisis de estabilidad, dependen de la validez de los

esfuerzos de corte asumidos en el diseño y los resultados se revisan por compatibilidad con los resultados para estructuras similares cuya construcción y operación son conocidas.

El procedimiento de diseño descrito anteriormente utiliza esfuerzos efectivos donde la presión de poros puede ser predicha satisfactoriamente y esfuerzos totales para todo los demás casos en general los esfuerzos efectivos son usados para evaluar.

- Condiciones de embalse parcial e infiltración constante
- Estabilidad durante y después de la construcción donde las observaciones a los piezómetros son posibles
- La estabilidad de presas donde la fundación y el terraplén que han sido consolidados completamente y no existen presión de poros. Los esfuerzos totales usados como parámetro de diseño de la etapa de construcción, en general para análisis del desembalse rápido y condiciones de exposición a sismos.

5.2 DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

De la elaboración de los estudios previos, se ha elegido la alternativa de diseñar una presa conformado por gravas y pantalla de concreto (CFGD), teniendo en cuenta la disponibilidad de los materiales para su uso.

Los datos generales y específicos (parámetros de diseño) se irán incluyendo y/o modificando según su necesidad, de acuerdo a los resultados de los análisis preliminares.

5.2.1 Datos Básicos para el Diseño

*Altura de la Presa (H) = 27.3 m

*Distancia de la Cortina de agua (F) = 1.8 Km

*Velocidad del viento (V) = 20 Km/hora (5m/s de Estación de Locumba)

*Compresibilidad de la masa del cuerpo y cimentación de la presa (K) = $1.4e-4$

5.2.2 Predimensionamiento del Ancho de la Cresta (B)

Para el ancho de la cresta de emplearán las recomendaciones del Bureau of Reclamation (1982):

$$B = \frac{H}{5} + 3 \quad (\text{ec. 5.1})$$

Reemplazando, el valor de H igual a 27.3 m, en la ecuación (5.1), tenemos:

$$B = 8.46 \text{ m}$$

Así mismo la norma japonesa (Japanese Code 1957) recomienda, la formulación siguiente:

$$B = 3.6\sqrt[3]{H} - 3 \quad (\text{ec. 5.2})$$

Reemplazando, el valor de H, en la ecuación (5.2), tenemos $B = 7.84 \text{ m}$.

Considerando el tipo de presa asumimos:

$$\underline{B = 8.00 \text{ m}}$$

5.2.3 Dimensionamiento del Borde Libre (Hbl)

Para calcular el borde libre empleamos la siguiente fórmula:

$$Hbl = Hv + Hr + \Delta H + Hs \quad (\text{ec. 5.3})$$

Donde:

Hbl: Borde libre

Hv: Amplitud de la onda generado por el viento

Hr: Altura de rodadura de las ondas

ΔH : Asentamiento Máximo de corona

Hs: Margen de seguridad

Cálculo de Hv:

$$Hv = 3.22\sqrt{V} * F + 76.0 - 26.9\sqrt[4]{F} \quad (\text{ec. 5.4})$$

Cálculo de Hr:

$$Hr = 0.5 * Hv \quad (\text{ec. 5.5})$$

Cálculo de ΔH:

$$\Delta H = KH^2 \quad (\text{ec. 5.6})$$

Reemplazando, el valor de F y V, en la ecuación (5.4):

$$\underline{Hv = 0.63 \text{ m}}$$

Reemplazando, el valor de Hv, en la ecuación (5.5):

$$\underline{Hr = 0.32 \text{ m}}$$

Reemplazando, el valor de K y H, en la ecuación (5.6):

$$\underline{\Delta H = 0.10 \text{ m}}$$

Para el cálculo de Hs, consideramos el mayor de:

- La tercera parte de la diferencia entre el nivel de operación normal y el nivel de la máxima inundación o crecida.
- Altura de la ola Hv: 0.63m
- 60 cm

Entonces, el margen de seguridad, Hs es igual a: $\underline{Hs = 0.63 \text{ m}}$

Luego, el valor de Hbl será: = 1.68 m

5.2.4 Cálculo de la Contraflecha (Hcf)

Para el cálculo de Hcf, se ha considerado 1% de la altura, entonces, el valor de contra flecha tiene un valor de Hcf de 0.27 m.

Por tanto la altura total (Ht) de la presa será: $H + Hbl + Hcf$.

$$\underline{Ht: 29.3 \text{ m}}$$

Por tanto para la represa se considerará una altura total mínima de 29.30 m con un Borde libre de 2.00 m (incluido en esta longitud).

5.2.5 Determinación de los Taludes

Para el diseño de taludes, se empleará las recomendaciones del Manual de presas pequeñas U.S. BUREAU OF RECLAMATION.

- Para Talud aguas arriba: El talud del espaldón aguas arriba para la represa, se ha considerado H:V, la relación de 1.6:1
- Para Talud aguas abajo: El talud del espaldón aguas abajo para la represa, se ha considerado H:V, la relación de 1.6:1
- Para las excavaciones, el talud asumido de H:V, con una relación de 1:1 considerando el tipo de material.

5.3 DESCRIPCION TECNICA DE LA PRESA ITE

Como formulación integral de la alternativa, la infraestructura correspondiente ha sido dividida en sub componentes:

5.3.1 Presa lte

Con el conocimiento del potencial de los recursos hídricos, las condiciones topográficas, geológico-geotécnicas y la existencia de canteras se planteó como estructura de almacenamiento una presa tipo CFRD, que por estar construida mayormente con materiales granulares y no enrocados, con pantalla de concreto armado como elemento impermeable, corresponderá más bien a una presa CFGD, incluyendo obviamente a los respectivos filtros, drenes y enrocado de protección antes mencionados.

La boquilla donde se emplazará la presa lte, presenta un perfil transversal asimétrico, donde las aguas del río Locumba erosionaron el relleno aluvial del cauce y el estribo derecho empinando su talud hasta los 15°, manteniendo en el estribo izquierdo los 25° que ahora tiene.

El cauce de avenida presenta anchos variables entre 60 m a 100 m, mientras que el cauce de estiaje varía entre 2 m a 5 m, el cual está constituido predominantemente por gravas, guijarros y cantos rodados sub redondeados en una matriz arenosa de grano medio a grueso. El espesor de este depósito fluvial es de 5.00 m aproximadamente, y el relleno aluvial subyacente es de mayor

profundidad según el perfil geotécnico disponible. La pendiente del río en este tramo varía entre 1.2 a 2%, variando ligeramente hacia la bocatoma de Ite.

La Presa Ite ha sido proyectada para almacenar 8.1 MMC con un volumen muerto estimado de 2.46 MMC, es decir el volumen útil del embalse será de 5.64 MMC.

La altura total de la presa es de 27.30 m en la cota 311.71 m.s.n.m., con una longitud de coronamiento de 531.01 m y con un ancho de corona de 8.00 m.

En cuanto a los taludes de la Presa, se ha considerado un talud de 1.6:1 hacia aguas arriba y un talud de 1.6:1 hacia aguas abajo en el mismo que, por razones de seguridad será analizado con un coeficiente sísmico de 0.25 g.

El nivel mínimo de operación de la presa, está sobre la cota 330.00 m.s.n.m, para un volumen mínimo de 2.46 MMC.

El nivel máximo de operación en el embalse (NAMO) corresponde a la cota 338.00 m.s.n.m. para un volumen de 8.10 MMC y el nivel de aguas máximos extraordinarios (NAME) es de 338.90 m.s.n.m.

Las condiciones morfológicas de la boquilla así como las características de los materiales que existen en las zonas contiguas para conformar los rellenos, determinan la selección de una presa de materiales sueltos con elementos de impermeabilización.

El tipo de presa elegido corresponde a una sección zonificada de materiales granulares provisto de un dentellón de empotramiento y espaldones, presenta una pantalla de concreto aguas arriba y una protección de enrocado en la parte inferior del talud aguas abajo.

La presa será construida con material aluvial del Río, procedente de la Quebrada cercana aguas abajo, el mismo que se utilizará con una mínima selección para el cuerpo principal y procesado para la obtención de las zonas de transición y filtros de la presa, así como para la obtención de agregados.

La presa tendrá como elemento impermeable una cara de concreto construida sobre su talud aguas arriba, con un espesor que varía entre 0.40 m en la base ($0.3+0.003H$) ó cara de contacto con el plinto y 0.30 m en la corona o zona de contacto con el parapeto superior.

Previo al vaciado de la cara de concreto en la presa, será encofrado y vaciado un bordillo ó sardinel con concreto simple vaciado en forma secuencial entre capas

de 0.40m de espesor de la presa, con dimensiones 0.84 m en la base y 0.10 m en la parte superior, y con taludes H:V de 1.6:1 en el talud exterior y H:V de 1:4 en el talud interior.

La cara de concreto tendrá como elemento de fundación una losa o plinto, cuyas dimensiones son de 3.0 m de ancho y de espesor 0.60 m. En la zona de apoyo de la pantalla de la presa, el espesor se incrementa hasta 0.90 m y con anchos que varían entre 1.04 m hasta 0.30 m en la parte superior en forma monolítica.

En la zona del cauce el plinto tiene un ancho total de 6.0 m y está articulado en dos bloques mediante juntas de dilatación.

El plinto será construido en una trinchera excavada sobre el contorno del talud de aguas arriba con una profundidad promedio de 5.5 m y 8.50 m en el lecho del río y estribos.

En el estribo derecho desde el plinto se construirá el diafragma o pantalla de concreto como continuación de la cara de concreto para asegurar la impermeabilidad del terreno de fundación; y en la zona del cauce junto al estribo izquierdo, la pantalla de impermeabilización (slurry trench) estará adosado en el extremo exterior del plinto articulado estando provisto con las juntas y sellos perimetrales según diseño.

La presa además cuenta con un sistema de instrumentación diseñado con la finalidad de determinar el comportamiento de la cimentación, rellenos y la cara de concreto durante las etapas de construcción, llenado y operación del embalse.

5.3.2 Características del dimensionamiento de la Presa

Las diferentes elevaciones en la presa serán:

- Nivel de agua mínimo (NAMI) 330,00 m.s.n.m.
- Nivel de agua máx. ordinario (NAMO) 338,00 m.s.n.m.
- Nivel de agua máx. extraordinario (NAME) 338,90 m.s.n.m.
- Borde libre 2.50 m
- Elevación de la coronación 339,00 m.s.n.m.
- Elevación del parapeto 340,50 m.s.n.m.
- Elevación del cauce min. (sitio de presa) 311,71 m.s.n.m.

- Altura de la presa 27,30 m
- Volumen útil de embalse 5,64 MMC
- Volumen muerto 2.46 MMC
- Longitud de coronación 540.00 m

El cuerpo de la presa estará conformado por los siguientes materiales:

- Material Granular fino (Zona 1A) Material clasificado como una Arena limosa (SM).
- Relleno de Material propio (Zona 1B) Randon - Material aluvial conformado por una grava con presencia de finos.
- Material aluvial (Zona 2A) Material conformado por una grava pobremente gradada con arena (GP).
- Material semipermeable (Zona 2B) Mezcla procesada de gravas, arenas y limos de baja permeabilidad con similares características de la zona 2A.
- Transición (Zona 3A) Transición entre las zonas 3A y 3B. Material seleccionado del lecho aluvial con requisitos mínimos de absorción, abrasión y solidez de las zonas 2A y 2B.
- Espaldón aguas arriba (Zona 3B) Material compuesto por gravas aluviales seleccionadas según granulometría.
- Espaldón aguas abajo (Zona 3C) Relleno de la zona central compuesto por gravas seleccionadas según granulometría.
- Filtro tipo chimenea (Zona 3D) Relleno de la zona central compuesto por gravas seleccionadas según granulometría y libres de arcillas, material orgánico u otro material inadecuado.
- Enrocado de protección. Capa constituida por los tamaños superiores de las zonas 3B y 3C en el paramento de aguas abajo de la presa.
- Relleno con material afirmado. Material seleccionado para compactación (GC-GM, etc.)

- Concreto Armado $f'c=245$ Kg/cm² para el plinto y pantalla de impermeabilización de 0.4 m a 0.30 m de espesor.
- Concreto simple para el bordillo vaciado en forma escalonada entre capas de 0.40 m de espesor.

En la *Figura N°5.1* se observa la sección típica de la presa Ite.

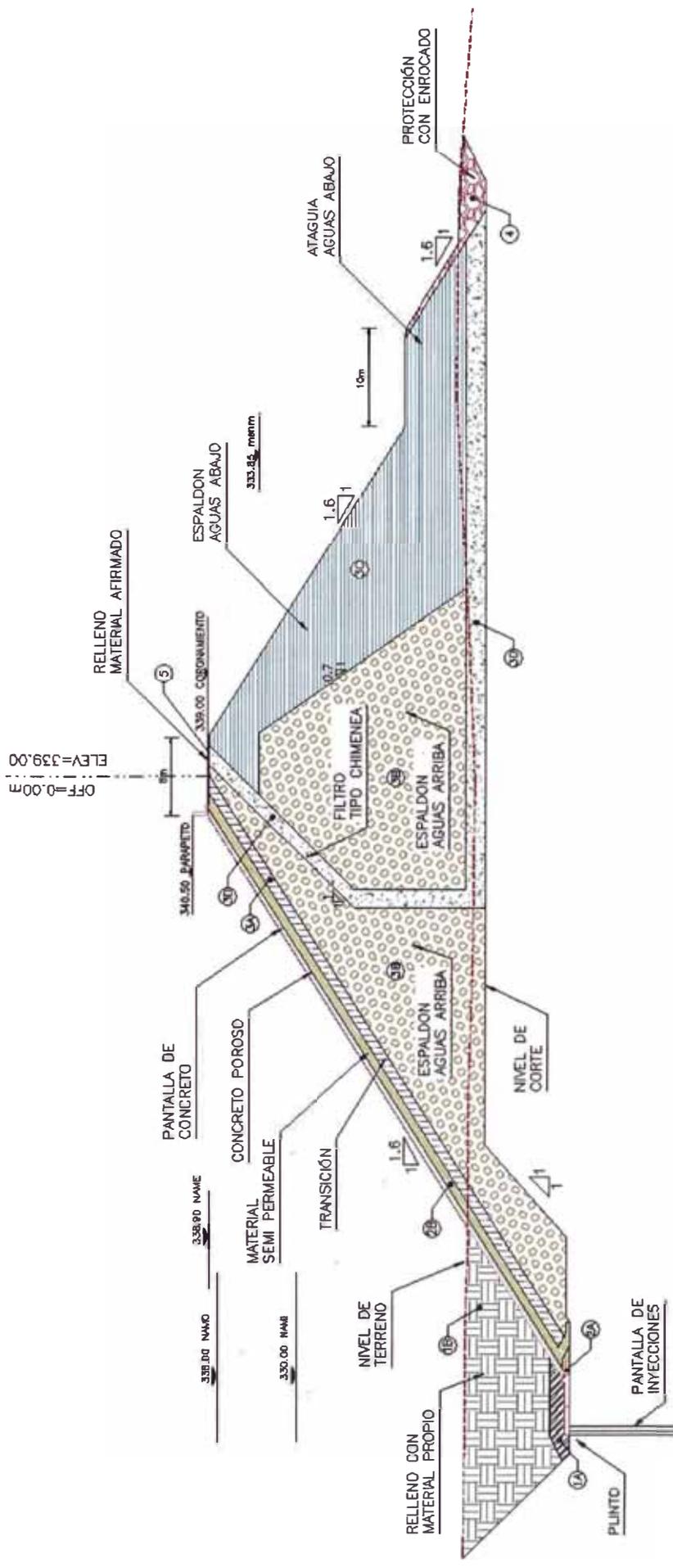


Figura N° 5.1: Sección Típica de la Presa Ite - Sección 0+400 m.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE FILTRACIÓN Y ESTABILIDAD FÍSICA DE LA PRESA ITE

6.1 ANÁLISIS DE FILTRACIÓN

Para el caso del análisis de la infiltración del agua a través de la presa de tierra se realizó mediante la fórmula de Darcy y la ecuación de continuidad de Laplace; conociendo las condiciones de borde del problema, la anisotropía y heterogeneidad de los suelos involucrados. Se utilizó en el análisis de infiltración el programa de cómputo SEEP/W de la empresa GEOSLOPE International Ltd. de Calgary, Alberta (Geoslope, 2007). Este es un programa que usa el método de elementos finitos para modelar el movimiento y la distribución de la presión de poros dentro de materiales como suelo y roca.

El programa puede modelar flujo saturado y parcialmente saturado, también puede analizar flujo en estado constante y transitorio. Además, la geometría puede ser bidimensional o asimétrica. Las condiciones de frontera son de diversos tipos: flujo, presiones de poro, etc. La permeabilidad de los materiales puede ser anisotrópica y heterogénea. La presentación de resultados es mediante gráficos de colores y en forma numérica.

6.1.1 Características del dimensionamiento de la Presa

Las bases para un análisis de los problemas prácticos en donde involucra la filtración de agua a través de los suelos fueron establecidas por Darcy en trabajos que datan de hace más de un siglo. Posteriormente, alrededor de 1880 Forchheimer realizó un avance fundamental en el conocimiento, demostrando que la función de carga hidráulica que gobierna el flujo en un medio poroso es una función armónica, es decir, que satisface la ecuación de Laplace.

El método gráfico ideado por Forchheimer por el año de 1930, que hoy se conoce con el nombre de Método de las Redes de Flujo, es el más sencillo y poderoso con que el ingeniero cuenta para la resolución práctica de los problemas de flujo de agua en suelos, este método fue popularizado por Casagrande a partir de 1937 (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987).

Al resolver un problema práctico de flujo de agua, tal como el análisis de las infiltraciones a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa de tierra, el ingeniero obtiene:

1. El gasto de agua por filtración a través de la zona de flujo.
2. La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que corre.
3. Las posibilidades del agua de filtración de producir arrastres de material sólido, erosiones, sifonamientos, etc.

Armas Novoa y Horta Mestas (1987), clasifican el agua en el suelo en tres categorías:

1. Agua adsorbida: está ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico. No participa en el flujo.
2. Agua capilar: esta se mueve debida al fenómeno de tensión superficial. El efecto del flujo en la zona de agua capilar es pequeño y suele despreciarse.
3. Agua libre o gravitacional: bajo el efecto de la gravedad puede moverse en el interior de la masa sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo.

La teoría de las redes de flujo se aplica solamente al agua libre o gravitacional que se encuentra por debajo del nivel freático.

6.1.2 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos

En los últimos años de existencia y rápido desarrollo de la capacidad de ordenadores matemáticos han permitido dar un enfoque numérico a diversos problemas de ingeniería mediante la aplicación del Método de Elementos Finitos. Este método permite hacer un modelo matemático con el cual se puede reproducir todos los detalles deseados de una estructura. El modelo matemático no suplanta al mecánico; ambos métodos se complementan mutuamente en casos importantes. Pero en gran parte de problemas es suficiente el método matemático que es en principio más sencillo y económico y que tiene gran ventaja de que una vez programada, dispone de una gran flexibilidad para hacer múltiples modificaciones e incluso un cambio de hipótesis.

6.1.2.1 Diseño de Plinto de Concreto

El método de los elementos finitos fue desarrollado inicialmente por Turner Et Al. en 1956 aplicado a estructuras aeronáuticas, el cual fue aplicado a presas por Zienkiewicz y Cheung en 1964, que es la base para su aplicación en todo tipo de estructura. El método se basa inicialmente en elementos triangulares que permiten una mejor adaptación a todo tipo de formas, pero con el tiempo a otros elementos cuadrangulares e incluso a elementos curvos que se adaptan mejor a ciertos contornos. Inicialmente el método fue desarrollado en dos dimensiones pero después ganó generalidad y es aplicado en tres dimensiones. Y como las bases matemáticas con la cual fue desarrollada son comunes para varios campos físicos, permite su aplicación a múltiples problemas: todo tipo de estructuras (macizas, en barras, laminas, etc), macizos rocosos (anisótropos o con fallas y anomalías), flujo hidráulico, magnetismo y campos eléctricos, y en general a todo tipo de medios continuos o discontinuos.

El método se basa en la descomposición del campo en elementos geométricos (triángulos, cuadrángulos, tetraedro, paralelepípedos, rectos y curvos) suficientemente pequeños para que sea admisible la aproximación del continuo. En cada elemento se plantean las ecuaciones de equilibrio interno bajo las condiciones de contorno.

6.1.2.2 Diseño de Plinto de Concreto

Descripción

La aplicación de la técnica de los elementos finitos consiste en ejecutar los siguientes pasos, en forma secuencial:

- El continuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en una serie de subconjuntos llamados elementos finitos.
- Se supone que estos elementos están conectados entre sí mediante puntos denominados nudos y lados del elemento.
- Se plantean las condiciones de borde de acuerdo al tipo de análisis que se está desarrollando.
- Se plantean las ecuaciones que gobiernan el fenómeno físico el cual se está modelando. Esto se realiza para cada elemento en forma independiente.

- Se resuelve el sistema de ecuaciones originados en el paso anterior.

Mallado

Un buen procedimiento de análisis por el método de elementos finitos, es partir de un modelo sencillo y ver que los resultados que arroje el análisis sea un resultado coherente con los resultados que se puedan obtener de un cálculo mecánico. Los criterios generales a seguir para la generación de la malla de elementos finitos son:

- La malla de elementos finitos diseñada deberá adaptarse lo más posible al contorno de las estructura.
- Las zonas de mayor contraste en comportamiento al fenómeno analizado deberán mallarse de una forma más fina.
- Los elementos finitos transmiten información exclusivamente a través de los nodos: Dos elementos que no tengan nudos comunes son elementos disjuntos.

Performance del Método

La cantidad de memoria de la computadora para el almacenamiento y tiempo de procesamiento necesario para resolver las ecuaciones de elementos finitos es proporcional al número de nodos, a la diferencia entre los puntos nodales y el orden de integración. La diferencia entre puntos nodales puede minimizarse generando los elementos en filas horizontales y columnas verticales.

La exactitud de los resultados también es afectada por la forma y tipo de elementos. Por consiguiente, se debe tener especial cuidado en la generación de la malla de elementos finitos.

Un buen método para generar un equilibrio entre la facilidad y la eficacia de los resultados, es la de tomar especial atención en la generación de la malla.

La forma de elementos afecta también los resultados. Por ejemplo para elementos cuadriláteros se consigue un mejor comportamiento cuando los ángulos interiores son todos 90 grados; para elementos triangulares cuando los ángulos interiores son 45 y 90 grados; sin embargo el comportamiento de los elementos se deteriora

rápidamente cuando un ángulo interior se acerca a 0° o 180°. En el caso de elementos cuadriláteros los ángulos cercanos o mayores a 180 grados son inaceptables.

En elementos cuadriláteros la proporción entre el ancho y el alto del elemento influye en la precisión de los resultados, cuando se tienen elementos alargados con elementos de ocho nudos y un orden de integración de orden nueve arroja mejores resultados; una proporción entre los lados mayor que cinco puede llevar a resultados muy pobres.

6.1.3 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos

El principio para la formulación de un análisis general de filtración es comprender la relación entre la presión de poros y volumen de agua. Como en el proceso de flujo de agua a través de un suelo, se retienen ciertas cantidades de agua dentro de la estructura del suelo. La cantidad de agua retenida es una función de la presión de poros y las características de la estructura del suelo. Para un análisis de infiltración, es conveniente especificar la porción de flujo retenida, como una proporción de volumen total. Este volumen está dado por la ecuación:

$$Q = \frac{V_w}{V} \quad (\text{ec. 6.1})$$

Dónde:

Q : Contenido de agua

V_w : Volumen de agua

V : Volumen total

El contenido volumétrico de agua (Q) es función de la presión de poro. La *Figura N° 6.1* ilustra esta relación que también es conocida como la función característica suelo-agua (FreadlundD.G y Rahardjo, H, 1993).

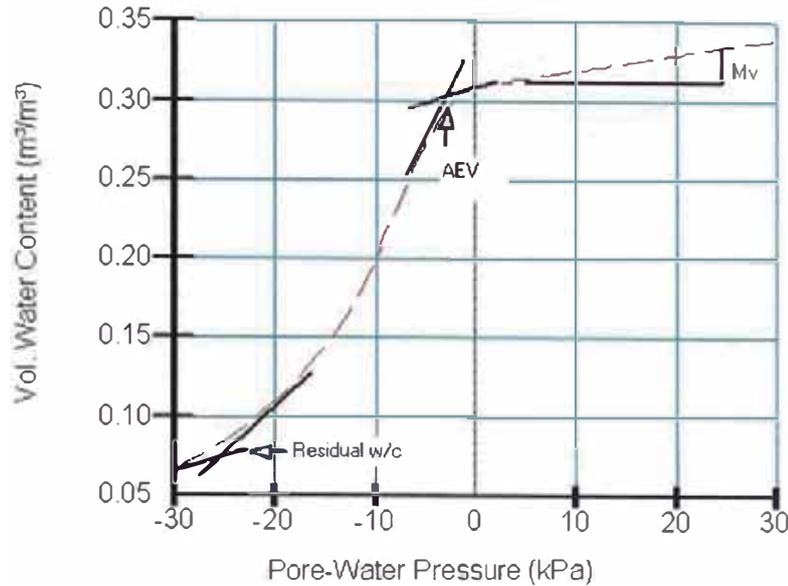


Figura N° 6.1: Forma general de la función Volumétrica – SEEP/W 2007

Cuando el grado de saturación es 100%, los valores de contenido volumétrico son equivalentes a la porosidad del suelo que se define como el volumen de vacíos dividido por el volumen total.

Considere un suelo completamente saturado donde la presión de poro es cercana a cero, y la carga externa total en el suelo permanece constante. Cuando la presión de poro crece tomando un valor positivo, la tensión efectiva disminuirá. Esto causa en los suelos un aumento en el volumen de agua. Cuando la presión de poros se pone negativa, el suelo empieza a desaturarse y el agua disminuye. Finalmente, el suelo se vuelve completamente desaturado, y el volumen de agua ya no cambia con una disminución extensa en el valor de la presión de poros.

La pendiente de la curva característica suelo-agua (m_w) representa la proporción de cambio en la cantidad de agua retenida por el suelo en respuesta a un cambio en presión de poros. Cuando la presión de poro es positiva, el m_w es equivalente al m_v , el coeficiente de compresibilidad para la consolidación unidimensional. El parámetro m_w es requerido en un análisis de la filtración transitoria.

Las funciones características suelo-agua para suelos de grano fino (arcilla) pueden ser relativamente llanas, mientras para los suelos de grano grueso (arena) la función puede ser bastante empinada. La *Figura N° 6.2* presenta los valores reales de la función característica de 3 tipos de suelos obtenidas del manual del SEEP/W.

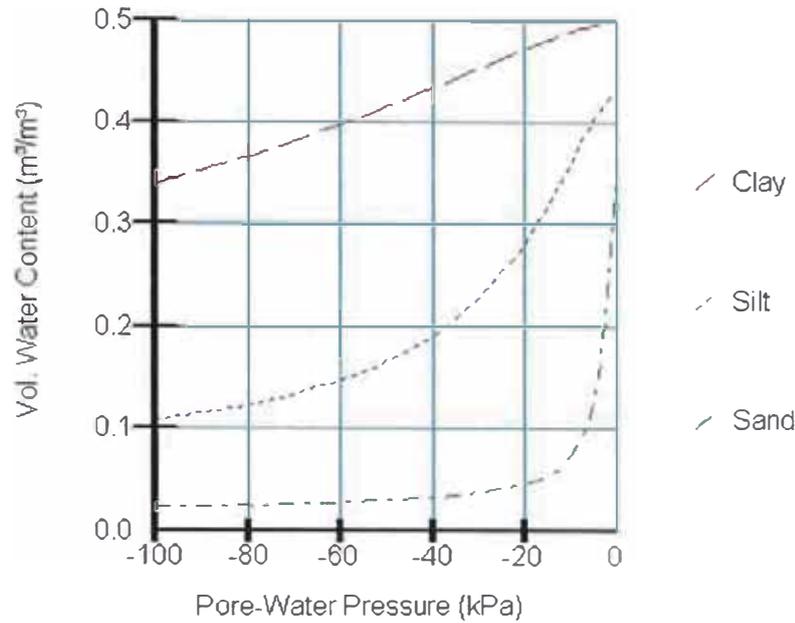


Figura N° 6.2: Funciones reales de contenido de agua para arena, limos y arcillas (SEEP/ W Manual, 2007)

La Figura N° 6.3, muestra curvas características de succión, representativas de arenas, limos y arcillas, donde se observa la forma de la curva, asociada al tipo de suelo, que indirectamente indica la influencia del tamaño de partículas y el tamaño de poros. El valor de entrada de aire de los suelos gruesos es menor que para los suelos finos, debido a la presencia de poros de mayor tamaño, predominio de la capilaridad en la succión matricial y menor requerimiento de succión para iniciar la desaturación del suelo.

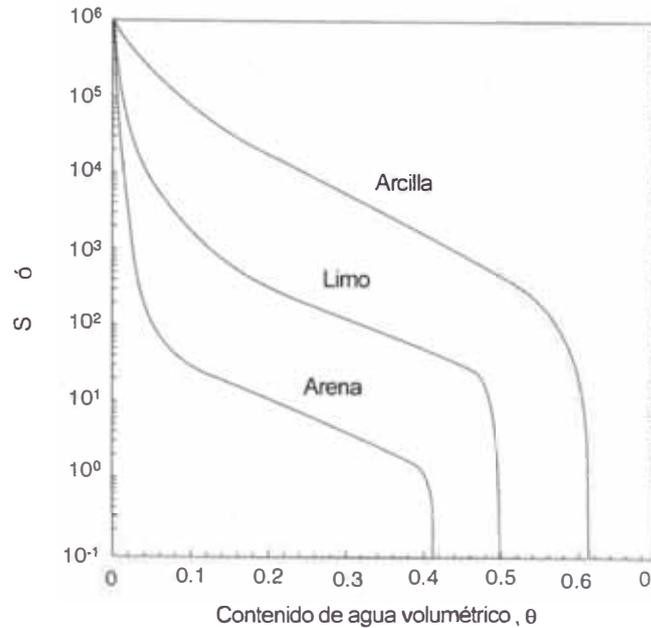


Figura N° 6.3: Curvas características de succión representativas para arenas, limos y arcillas. Tomado de Lu Ning y Likos W. J., 2004.

Diversas ecuaciones matemáticas han sido propuestas para describir la Curva Característica de Succión en el Suelo, Van Genuchten (1980), Fredlund y Xing (1994), entre otros. Todas las ecuaciones involucran parámetros empíricos de ajustes, que están relacionados con el contenido residual de agua (q_r) y la succión correspondiente al contenido residual de agua (Ψ_r).

6.1.4 Análisis de infiltración por el Método de Elementos Finitos

Puede considerarse que el agua en estado líquido fluye a lo largo de conductos continuos interconectados. Si disminuimos el volumen de agua produce el efecto de disminuir el tamaño y número de canalizaciones y se reduce la capacidad de transmitir agua a través del suelo. Finalmente, cuando el suelo está seco, la capacidad de transportar agua a lo largo de los conductos continuos desaparece. Cuando el suelo se satura, todas las canalizaciones disponibles se utilizan, la capacidad de conductividad hidráulica está en un máximo.

Puede verse la capacidad del suelo de dirigir agua en términos de conductibilidad hidráulica (Coeficiente de permeabilidad). En este contexto, la conductibilidad hidráulica es dependiente del valor de la función volumétrica, puesto que el valor de la función volumétrica es una función de la presión de poro y la conductividad

hidráulica es una función del valor de la función volumétrica. La *Figura N° 6.4* presenta una curva que muestra una relación típica entre la conductividad hidráulica y la presión de poro.

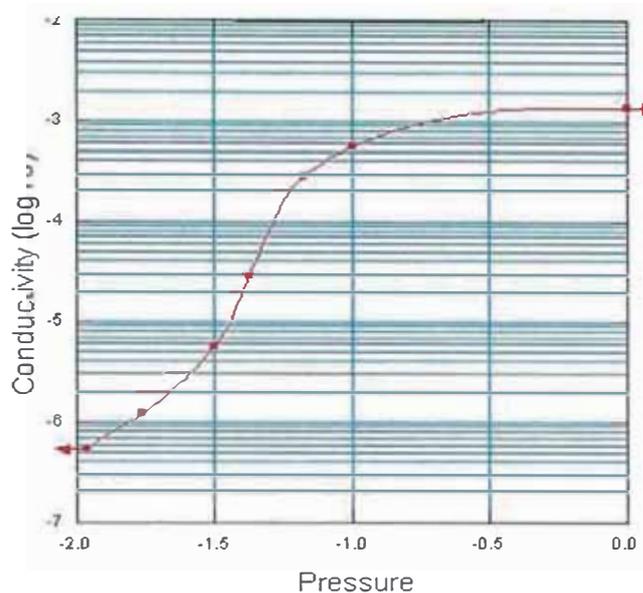


Figura N° 6.4: Una función típica de conductividad hidráulica (SEEP/ W Manual, 2007).

Se han desarrollado técnicas para predecir la función de conductibilidad hidráulica de una función característica suelo-agua. Establecer una función característica generalmente no es tan complicado como realizar una prueba de laboratorio para medir la función conductibilidad.

6.1.4.1 Cálculo de la Conductividad Hidráulica

Se utiliza el método dado por Green Corey en 1971, para estimar la función de conductibilidad de la función característica suelo-agua.

Definiendo la conductibilidad hidráulica para regiones donde la presión de poro es negativa, es posible analizar problemas que involucran flujo en suelos saturados y no saturados.

6.1.5 Análisis de Filtración en la Presa Ite (Sección 0+400)

Con el objetivo de averiguar el comportamiento teórico de la presión intersticial dentro del cuerpo de la presa se ha realizado un modelamiento matemático del fenómeno de infiltración, haciendo uso para este propósito de un programa de cómputo basado en la técnica de los elementos finitos.

Asumiendo que durante el periodo de explotación de la Presa, el agua fluye desde el embalse, definiendo éste un flujo con trayectoria que se orienta hacia aguas abajo de la Presa, dicho flujo debe ser controlado con la finalidad de evitar que afecte la integridad de la estructura. Como consecuencia de esto se pueden generar los siguientes fenómenos.

- Presiones de poro que afecten la estabilidad aguas debajo de la presa.
- Erosión interna o tubificación, por causa de la salida de flujo en el talud aguas abajo.

Se ha realizado una simulación de flujo de aguas a través del cuerpo de la Presa y de su fundación, para el cual se ha hecho un análisis numérico de filtración bidimensional, con el objeto de cuantificar el caudal de filtración, determinar la ubicación de la línea superficie freática y la distribución de las presiones de poro dentro del cuerpo de la presa.

Para realizar esta simulación en el modelo matemático se ha hecho uso del programa de cómputo SEEP/W del GeoStudio 2007 cuyas consideraciones más importantes para la utilización de esta herramienta de cómputo, se presentan a continuación.

6.1.5.1 Programa de Elementos Finitos SEEP/W

El SEEP/W es un programa de cómputo que utiliza el método de los elementos finitos, desarrollado para el modelamiento del movimiento del agua y la distribución de la presión intersticial dentro de materiales como suelos y rocas. La formulación desarrollada permite el análisis de problemas complejos de infiltración el cual se aplica en el análisis y diseño de proyectos de ingeniería civil en el área de la geotecnia.

La formulación de SEEP/W se basa en los principios de la ley de Darcy para el movimiento de fluidos en un medio poroso y en segundo término se basa en la ecuación general de continuidad de Laplace, que es aplicable a suelos con

propiedades anisotrópicas saturadas, con régimen establecido (Flujo de agua que no modifique la estructura del suelo).

6.1.5.2 Parámetros Utilizados en el Modelo

Para modelar el fenómeno de filtración en la sección 0+400 de la Presa Ite, se utilizaron parámetros teóricos asignados a cada tipo de material integrante de la estructura.

El SEEP/W utiliza la función de Conductividad Hidráulica para modelar las propiedades del material. La función de Conductividad Hidráulica es la variación del valor de permeabilidad en función de la presión, esto fue tratado en la sección 5.1.4. En el Cuadro 01 se presentan la permeabilidad característica para diferentes tipos de materiales. Algunos valores de permeabilidad han sido determinados mediante ensayos in-situ, mediante la excavación de calicatas.

Cuadro N° 1: Coeficientes de permeabilidad hidráulica de los materiales que conformarán el dique y la cimentación de la presa Ite.

	ESTRUCTURA	Ksat(m/s)
DIQUE	Relleno del Plinto	1.00E-05
	Randon (Relleno Propio)	5.00E-04
	Cama de Plinto	5.00E-04
	Material Semi-Permeable	5.00E-04
	Transición	1.00E-05
	Espaldón Aguas Arriba	5.00E-04
	Espaldón Aguas Abajo	5.00E-04
	Chimenea	1.00E-04
	Pantalla de concreto armado y plinto	1.00E-12
	Concreto Poroso	1.00E-08
	Enrocado	1.00E-03
CIMENTACION	Material Fluvio-Aluvial medianamente compacto	1.50E-04
	Material Fluvio-Aluvial compacto	1.00E-05
	Material Aluvial muy compacto o Roca Fracturada	1.00E-05

6.1.5.3 Análisis de resultados

Del análisis de filtración mediante el modelamiento matemático, se han obtenido como resultados la Red de Flujo, Líneas Equipotenciales, y Vectores Velocidad para la condición final del embalse.

En el Plano P-05, se muestra la sección crítica de la presa Ite, asumiendo la estratificación del terreno de cimentación en base a la campaña Geológica - Geotécnica realizada. Esta sección corresponde a la progresiva 0+400 m del eje de la presa, mostrada en el Plano P-04.

Los caudales máximos de flujo obtenidos del análisis de filtraciones para la sección crítica de la presa proyectada, se presentan en el Cuadro 02; así mismo, el nivel freático, la distribución de líneas de flujo y la distribución de líneas equipotenciales se presentan en las *Figuras 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8.*

Cuadro N° 2: Resumen de Caudales Máximos de Flujo.

Estructura	Q (m ³ /seg/m)	Q (l/seg/m)	Qt (l/seg)
Dique	7.816E-07	7.816E -04	0.4
Cimentación	3.269E-05	3.269E -02	17.6

El valor numérico en la zona del dique y zona de cimentación de la presa corresponde al caudal por ancho unitario de la presa (m³/s/m), que multiplicado por la longitud total de la cresta (540.00 m) determina el valor final del caudal en m³/s

El caudal de filtraciones estimado será del orden de 18.0 l/s, el cual corresponde a un volumen de pérdidas anuales de aproximadamente 0.5MMC, que representa el 6.1% del volumen a regular por la presa Ite en ese lapso de tiempo.

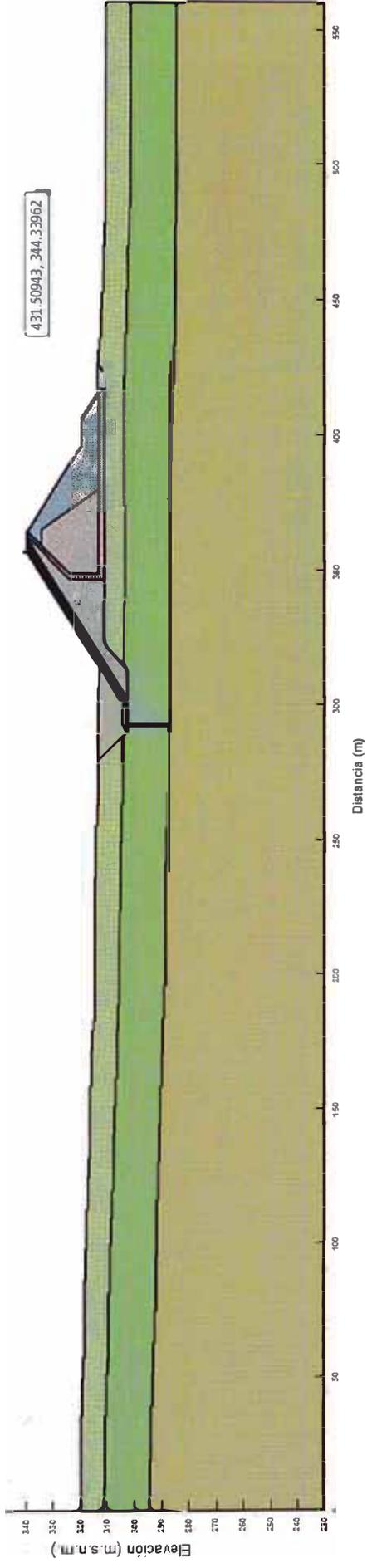


Figura N° 6.5: Malla de Elementos Finitos para el Modelo - General

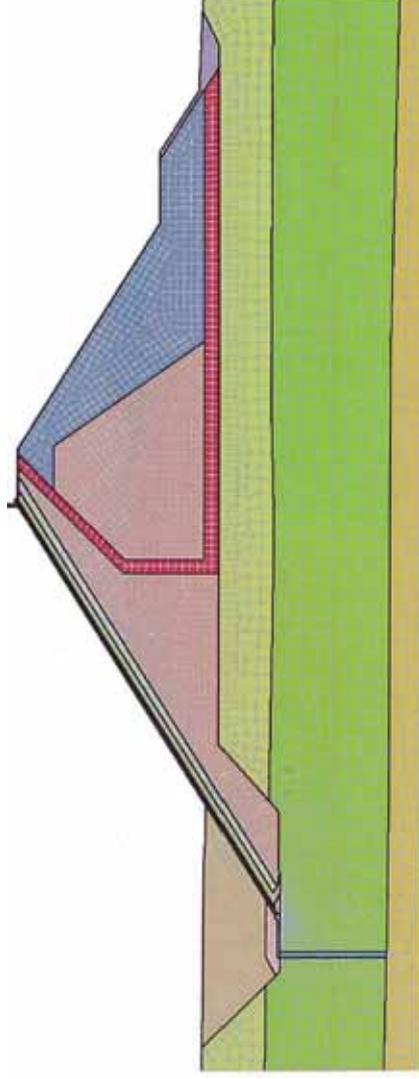


Figura N° 6.6: Malla de Elementos Finitos para el modelo de la Presa Ite

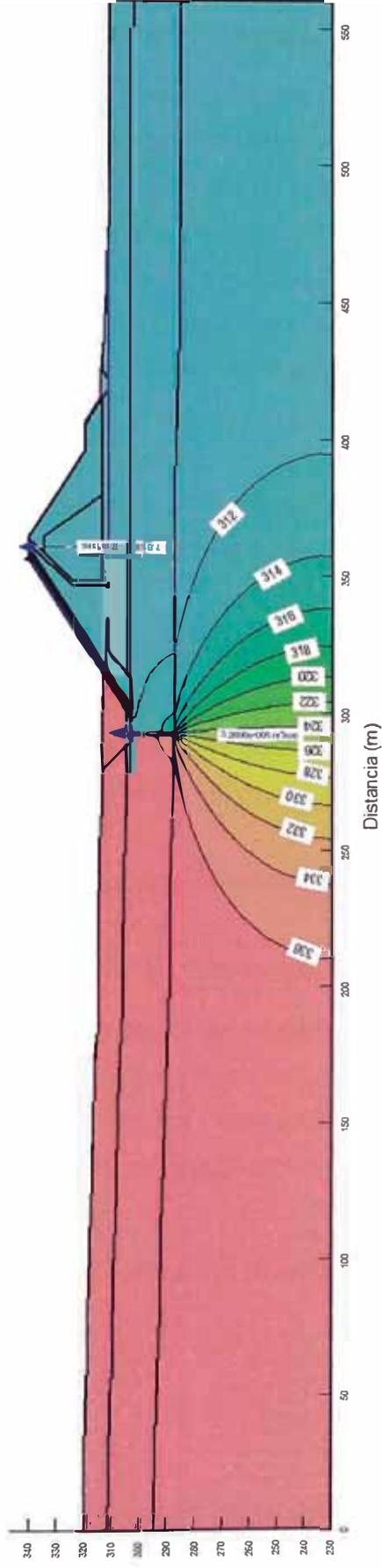


Figura N° 6.7: Cálculo de las condiciones de flujo con el programa SEEPW, se muestran las líneas equipotenciales.

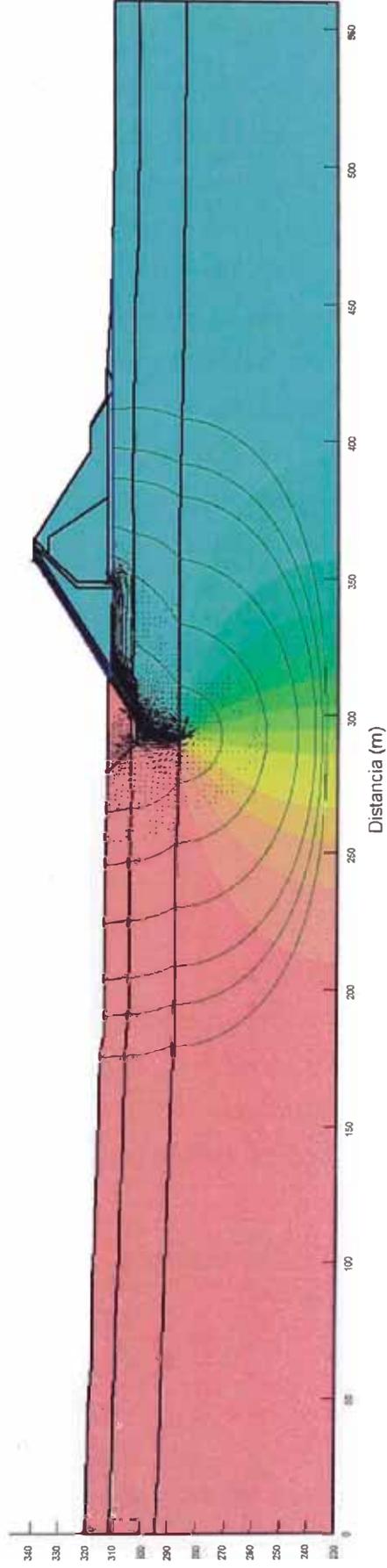


Figura N° 6.8: Vista de la Red de Flujo y los Vectores de Velocidad obtenidas del análisis de Filtración Usando el programa SEEPW.

6.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El equilibrio conjunto de una presa frente al deslizamiento es analizado en este capítulo, como no hay un procedimiento de cálculo para determinar de antemano taludes y dimensiones de una presa de material suelto, por lo cual ha de ser predimensionada mediante reglas aproximadas en base a datos recopilados de estructuras similares que han tenido un comportamiento adecuado. Los métodos de cálculo que se presentaran en este capítulo son métodos de comprobación de una sección dada en base a criterios y experiencias. El parámetro de control que determina el grado de seguridad de los taludes frente a un deslizamiento es el factor de seguridad (F.S). Luego de realizar una comprobación mediante la utilización de un determinado método de cálculo, y los resultados son amplios y satisfactorios, cabe la posibilidad de reducir los taludes y comprobarlos nuevamente.

El análisis de estabilidad se realizó utilizando el programa de computo SLOPE/W del GeoStudio 2007. La estructura de la Presa Ite se modeló utilizando la línea piezométrica obtenida del análisis de filtraciones mediante el programa SEEP/W, como se apreció en el capítulo 6.1.

6.2.1 Principios Fundamentales

6.2.1.1 Factor de Seguridad

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

La expresión del factor de seguridad viene dada por la expresión:

$$FS = \frac{\int \tau_R \cdot ds}{\int \tau \cdot ds} \quad (\text{ec. 6.2})$$

τ_R : Es la resistencia al corte máxima que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento.

τ : Es la resistencia al corte actuante a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento.

ds : Es el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Definir el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte es lógico, porque la resistencia al corte es la que realmente condiciona el resultado y a su vez tiene el mayor grado de incertidumbre (Melentijavic, 2005).

6.2.1.2 Método del Equilibrio Limite

Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común, debido a su sencillez y porqué el valor del factor de seguridad obtenido no dista demasiado del valor real.

El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose así, la rotura del terreno. En el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento está movilizada y el terreno se encuentra en, su totalidad, en equilibrio estático.

Los métodos para el análisis de estabilidad, frente a la rotura global del macizo, según como se estudie la masa desplazada, se clasifican en tres tipos: Análisis de roturas planas en Taludes Infinitos, método del Círculo de Fricción y el método de las Dovelas.

6.2.2 Método de las Dovelas

Los métodos de las dovelas son los más aplicados a problemas prácticos, principalmente por su flexibilidad en analizar problemas con diversas capas de suelos con propiedades diferentes, variación de la resistencia en una misma capa, diferentes configuraciones de presión neutra, diversas formas de superficie de ruptura, etc.

Este método es denominado así por que divide la masa del suelo encima de la superficie de ruptura en dovelas, para efecto de la integración numérica.

El análisis a través de los métodos de dovelas parte de la definición de una superficie de deslizamiento cualquiera para toda la masa del talud. Esta superficie

es dividida en un número de dovelas, mostrándose en la Figura N° 6.9 las fuerzas que actual en una dovela genérica.

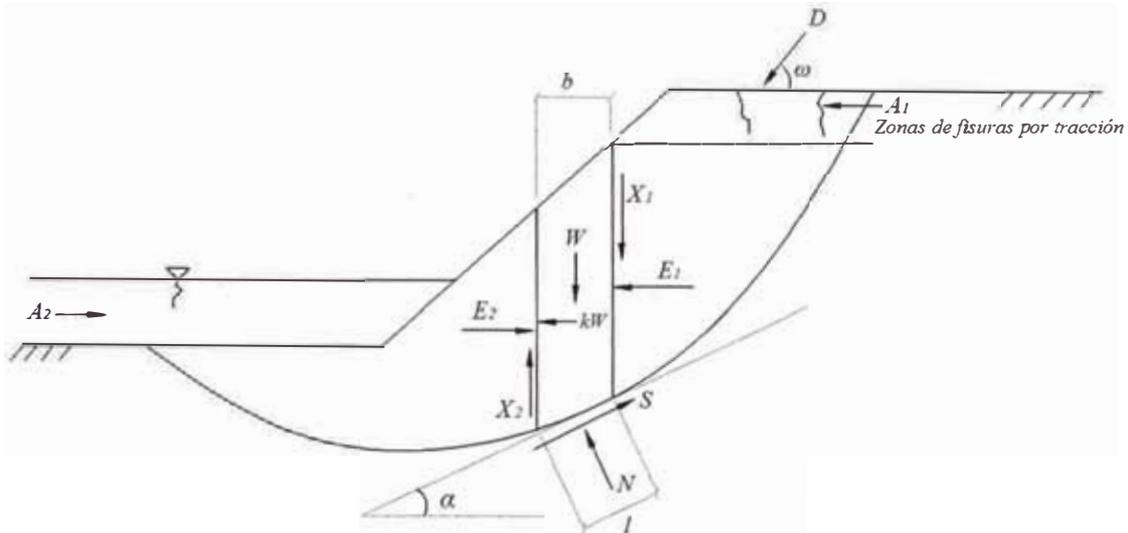


Figura N° 6.9: Fuerzas actuantes en una dovela vertical de una superficie de deslizamiento

Dónde:

- W : peso de la dovela
- kW : fuerza horizontal para incorporar efectos sísmicos
- N : fuerza normal en la base de la dovela
- S : fuerza tangencial en la base de la dovela ($S=tl$)
- E_1, E_2 : componente horizontal de las fuerzas entre dovelas
- X_1, X_2 : componente vertical de las fuerzas entre dovelas
- D : fuerza aplicada en la superficie
- l : longitud de la base de la dovela
- b : ancho de la dovela
- A_1, A_2 : fuerzas hidrostáticas
- ω : ángulo de inclinación de las fzas. externas
- α : ángulo de inclinación medio de la dovela

De la definición del factor de seguridad es posible escribir:

$$S = \tau l = \frac{s l}{FS_{local}} = \frac{l}{FS_{local}} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (\text{ec. 6.3})$$

dónde:

$\sigma = \frac{N}{l}$: es el esfuerzo normal medio en la base de la dovela

u : presión de poros actuante en el centro de la base de la dovela

c', ϕ' : parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos

Los factores de seguridad globales FS pueden ser determinados a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas o momentos, siendo importante reconocer su definición, como se verá más adelante, en la comparación de los valores de los factores de seguridad obtenidos en las diferentes versiones de los métodos de las dovelas propuestos por varios autores, considerándose diversas hipótesis simplificadoras.

Considerando el equilibrio de momentos en relación a un punto cualquiera, causados por las fuerzas que actúan en todas las dovelas en que se subdivide el talud, tenemos:

$$\sum W_x - \sum S r - \sum N f + \sum k W e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h = 0 \quad (\text{ec. 6.4})$$

donde x, r, f, e, d, h representan los brazos de los momentos de las diferentes fuerzas en la relación al punto seleccionado.

Admitiéndose, como es usualmente, que los factores de seguridad local (FS_{local}) y global (FS) son los mismos, es posible combinarse las ecuaciones 6.3 y 6.4 para producir:

$$FS_{momentos} = \frac{\sum [c' l r + (N - u l) r \tan \phi']}{\sum W x - \sum N f + \sum k W e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (\text{ec. 6.5})$$

Considerándose el equilibrio de las fuerzas horizontales que actúan en todas las dovelas, se obtiene:

$$\sum (E_2 - E_1) - \sum N \operatorname{sen} \alpha + \sum S \operatorname{cos} \alpha - \sum kW - D \operatorname{cos} \alpha \pm \sum_{i=1}^2 A_i = 0 \quad (\text{ec. 6.6})$$

Nuevamente combinándose las ecuaciones 6.3 y 6.6 es posible escribir:

$$FS_{fuerzas} = \frac{\sum [c' l \operatorname{cos} \alpha + (N - u l) \tan \phi' \operatorname{cos} \alpha]}{\sum N \operatorname{sen} \alpha + \sum kW + D \operatorname{cos} \alpha \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (\text{ec. 6.7})$$

Observándose que la parte de $\sum (E_2 - E_1)$ es nula para toda la masa deslizante. Ambas ecuaciones para el cálculo de los factores de seguridad globales (FS_{momentos} y FS_{fuerzas}) son no lineales, puesto que la fuerza normal N actuante en cada base de dovela es también factor del factor de seguridad.

Las ecuaciones 6.5 y 6.7 son generales, sin embargo contienen un número excesivo de incógnitas (problema hiperestático) ya que ecuaciones adicionales, obtenidas considerándose el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales, no son incorporadas por los métodos de equilibrio Límite

Hipótesis simplificadoras deben ser entonces introducidas. Los diferentes métodos propuestos en la literatura, algunos citados a continuación, se diferencian según las simplificaciones adoptadas en el proceso de cálculo, generalmente en relación a las fuerzas entre dovelas y en el modo de determinarse la fuerza normal N en la base de dovela.

En el Cuadro 03 se presentan las condiciones de equilibrio que satisfacen algunos de los métodos utilizados con más frecuencia y que se pueden denominar como casos específicos del método general de equilibrio límite (General Limit Equilibrium method - GLE).

Cuadro N° 3: Ecuaciones de equilibrio satisfechas por los métodos de equilibrio límite más utilizados.

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

* Se cumple el equilibrio de momentos a nivel de dovela

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

En el Cuadro 04 se muestra las hipótesis sobre fuerzas entre dovelas, y el tipo de deslizamiento que se puede aplicar, para cada uno de los métodos de Dovelas más utilizados.

Cuadro N° 4: Hipótesis de fuerzas entre dovelas de distintos métodos de Equilibrio Límite

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre dovelas se anulan entre sí. Solo para deslizamiento circular.
Bishop Modificado (1955)	La fuerza resultante entre dovelas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial o cortante entre dovelas). Solo para deslizamiento circular
Janbu Generalizado (1968)	La posición de la fuerza normal entre dovelas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre dovelas. Para cualquier superficie de deslizamiento.
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre dovelas son paralelas. Cualquier superficie de deslizamiento.
Morgenstern-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelve mediante equilibrio de fuerzas y momentos. Cualquier superficie de deslizamiento.
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs porcentaje de la función.
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre dovelas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno. Cualquier superficie de deslizamiento.
Lowe-Karafiath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre dovelas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada dovela. Cualquier superficie de deslizamiento.
Sarma (1973)	Los valores de las fuerza resultantes entre dovelas siguen ciertas pautas predeterminadas. Cualquier superficie de deslizamiento.

A continuación se explica con detalle las hipótesis y características de los métodos de las dovelas más utilizados.

6.2.2.1 Método de Bishop

Bishop desarrolló en el 1955 (Bishop y Morgenstern, 1960) un método de dovelas, el Método de Bishop, con las siguientes hipótesis:

1. Se supone una superficie de ruptura circular.
2. La masa deslizante se divide en "n" dovelas o bloques verticales.
3. Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada dovela respecto el centro del círculo.
4. A partir de la condición de equilibrio de fuerzas verticales de cada dovela se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de ruptura) y se sustituyen a la ecuación resultante del equilibrio de momentos.
5. El Método de Bishop Simplificado ignora las tensiones tangenciales o cortantes entre dovelas. Por otro lado considera las normales (*Figura N° 6.10*).

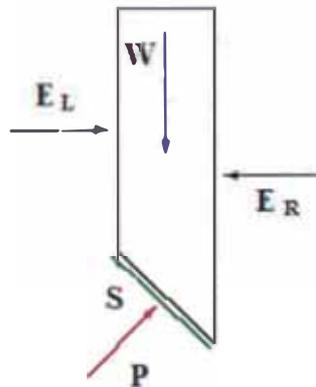


Figura N° 6.10: Representación de las fuerzas actuantes en una dovela consideradas en el método de Bishop. W cargas verticales externas, E_L y E_R las fuerzas normales izquierda y derecha entre dovelas; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la Dovela.

Es necesario realizar varias iteraciones para obtener el valor de FS, y la convergencia acostumbra a determinarse rápidamente.

Una vez que se obtiene el valor del Factor de Seguridad de la superficie considerada, se supone una segunda superficie circular y se determina un nuevo valor de FS; y así sucesivamente hasta obtener un mínimo. Normalmente, las ecuaciones se programan y se analizan círculos con diferentes radios y centros, hasta que se consigue el que proporciona un valor del Factor de Seguridad mínimo.

El método de Bishop puede ser aplicado también a superficies no circulares adoptando un centro de rotación virtual.

Es un método adecuado para los cálculos a mano y obtener la convergencia de forma rápida.

Haciendo equilibrio de momentos al centro del círculo se obtiene la estabilidad global y su Factor de Seguridad F_m . Aunque el problema está sobre determinado, el equilibrio horizontal no se satisface. Bishop lo analizó y mostró que el Factor de Seguridad no es especialmente sensible al valor de estas fuerzas entre elementos.

6.2.2.2 Método de Janbu simplificado

El método de Janbu simplificado es muy similar al método de Bishop simplificado, pero en el caso de Janbu solo se cumple el equilibrio total de fuerzas horizontales, pero no el de momentos. El diagrama de fuerzas actuante en una dovela es el mismo que el diagrama para el caso de Bishop (*Figura N° 6.10*). El método es una de las primeras rutinas para el análisis de superficies de rotura no circulares, suponiendo que las fuerzas entre elementos son nulas; por lo tanto la expresión obtenida por la fuerza normal a las dovelas es la misma que para el método de Bishop. En este caso, el equilibrio de las fuerzas horizontales proporciona un Factor de Seguridad de equilibrio de fuerzas sin considerar las fuerzas entre elementos (F_0). Para incluir el efecto de las fuerzas entre elementos al cálculo se puede aplicar un factor de corrección (f_0) de tal manera que el Factor de Seguridad del equilibrio de Fuerzas horizontales (F_f) es el siguiente:

$$F_f = f_0 * F_0$$

Para la obtención de este factor (f_0), se calibró el análisis con el método de Janbu Riguroso y comprobaron que este factor sólo dependía de la geometría del

problema y de las características del suelo, y se puede encontrar en tablas y figuras.

Como en el caso anterior, el problema está sobre determinado y el momento global de equilibrio no se satisface. Pero al igual que en el método de Bishop, el cálculo también puede realizarse a mano, siendo muy práctico. El Factor de Seguridad que se determina con el equilibrio de fuerzas (F_f) es más sensible a la hipótesis realizada que el Factor de Seguridad determinado con equilibrio de momentos (F_m). Por esto es preferible emplear métodos que utilicen el equilibrio de momentos para calcular Factor de Seguridad.

6.2.2.3 Método de Spencer

Inicialmente pensado para el análisis de superficies de rotura circulares, el método de Spencer (1967) puede ser aplicado a superficies no circulares siempre que se adopte uno centro de rotación friccional. En este método se suponen todas las fuerzas entre elementos (*Figura N° 6.11*).

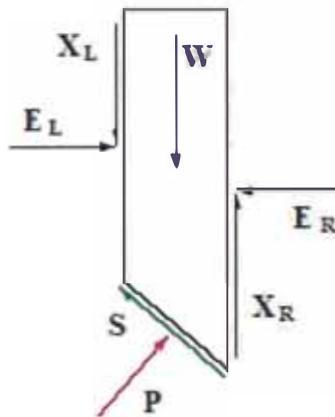


Figura N° 6.11: Representación de las fuerzas actuantes en una dovela consideradas en el método de Spencer y Morgenstein-Price. W cargas verticales externas, E_L y E_R las fuerzas normales izquierda y derecha entre dovelas; X_L y X_R fuerzas verticales entre dovelas a izquierda y derecha; P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la dovela.

También se supone que las fuerzas entre dovelas tienen una inclinación constante (θ) a lo largo de toda la recta, de forma que:

$$\frac{X}{E} = \tan\theta$$

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

$$P = \frac{[W(E_R - E_L) * \tan\theta - \frac{1}{FS} (c' l \operatorname{sen} i - u \tan\phi' \operatorname{sen} i)]}{m_i} \quad (\text{ec. 6.6})$$

Donde

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

Dónde FS es el factor de Seguridad definido como la tensión de corte movilizada respecto la disponible; E_R y E_L son los fuerzas horizontales derecha e izquierda respectivamente, entre los elementos de la dovela; u es la presión de poro en la superficie de rotura; l es la longitud de la base de la dovela; i la inclinación de la base del elemento; c' y ϕ' la cohesión y el ángulo de fricción en la superficie de rotura.

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

6.2.3 Análisis de Estabilidad de la Presa Ite (Sección 0+400)

6.2.3.1 Parámetros de los Materiales

Las propiedades de los materiales utilizadas en este análisis se presentan en la Cuadro 05.

6.2.3.2 Consideraciones de Análisis

- Los parámetros de resistencia cortante han sido obtenidos en base a la información de campo, laboratorio y algunas referencias de materiales.
- La sección transversal para los análisis de filtraciones y estabilidad física, ha sido obtenidas en base a la información topográfica, geológica, geotécnica, ensayos de campo y ensayos de laboratorio.
- La sección de análisis toma la condición crítica de la presa, así mismo al verificar la estabilidad de las estructuras por el método de Equilibrio Límite, se consideran factores de seguridad para fallas del tipo local y general de la presa. En el Cuadro 06 se presenta una referencia de factores de seguridad mínimo en taludes de Presas.
- La ubicación del nivel de saturación ha sido establecida en base al análisis de filtraciones (Capítulo 6.1), en el cual la sección de análisis se modeló utilizando el método de elementos finitos.
- La sección crítica de la presa para el análisis estático y pseudo-estático ha sido modelada considerando parámetros no drenados de los materiales involucrados en los análisis.

Cuadro N° 5: Parámetros de los materiales para el análisis de estabilidad física.

	ESTRUCTURA	SIMBOLO	MATERIAL	δ (KN/m ³)	c (Kpa)	ϕ (°)
DIQUE	Relleno del Plinto	1A	SM	17.0	20	32
	Randon (Relleno Propio)	1B	GP-GM	21.0	5	34
	Cama de Plinto	2A	GP	22.0	10	35
	Material Semi-Permeable	2B	GP	22.0	20	36
	Transición	3A	GP-GM	19.0	10	36
	Espaldón Aguas Arriba	3B	GP-GM	22.0	5	37
	Espaldón Aguas Abajo	3C	GP-GM	22.0	10	38
	Chimenea	3D	GP	21.0	5	36
	Pantalla de concreto armado y plinto		Concreto	24.0	40	36
	Concreto Poroso		Concreto	21.0	40	36
	Enrocado		Rocas	20.0	0	30
	Material Fluvio-Aluvial medianamente compacto		GP-GM	18.0	0	38
	Material Aluvial muy compacto o Roca Fracturada		GP-GM Roca	19.0 21.0	0 0	40 42
CIMENTACION						

Cuadro N° 6: Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad en presas de tierra (US Corps of Engineers)

Condición	Talud Aguas	Talud Aguas
	Arriba	Abajo
I. Al final de la Construcción para presas de mas de 15 m.	1.30	1.30
	1.40	1.40
II. Infiltración Constante	---	1.50
III. Desembalse Rápido	1.50	---
IV. Sismo: Solo condiciones I y II	1.00	1.00

6.2.3.3 Análisis de los resultados

El análisis de estabilidad de taludes de la presa lte, se realizó en la Sección crítica correspondiente a la progresiva 0+400 del eje de la presa.

Para la sección representativa del área de estudio se realizaron análisis estáticos y pseudo-estáticos considerando superficies de falla circulares con áreas de deslizamientos que representan fallas de tipo general y local.

Para las condiciones del análisis realizado, se han obtenido factores de seguridad considerando fallas de superficies circulares, que involucran el deslizamiento de masas de suelo a lo largo de todo el talud (falla general o global) y deslizamientos que comprometen parte del talud (fallas locales). Los resultados del análisis efectuado se muestran en las Figuras N° 6.12, 6.13, 6.14 y 6.15. El resumen se presenta en el Cuadro 07.

Cuadro N° 7: Factores de Seguridad obtenidos con el programa SLOPE/W

Estructura	Talud	FS		Superficie de Falla
		Estático	Pseudo Estático	
Presalte	Aguas	2.10	1.36	General
	Abajo	1.81	1.27	Local

De los resultados, de los análisis, se concluye que la Presa lte es estable debido a que el factor de seguridad mínimo en condiciones estáticas es mayor a 1.5. En condiciones Pseudo Estáticas es mayor a 1.0.

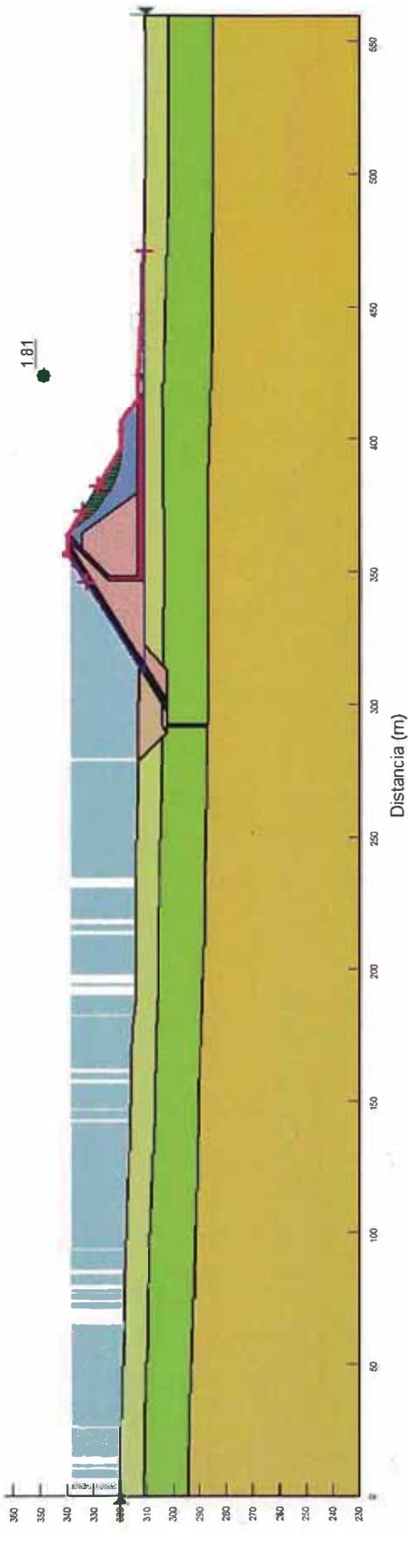


Figura N° 6.12: Condición Estática en una falla Local. Usando el programa SLOPEW

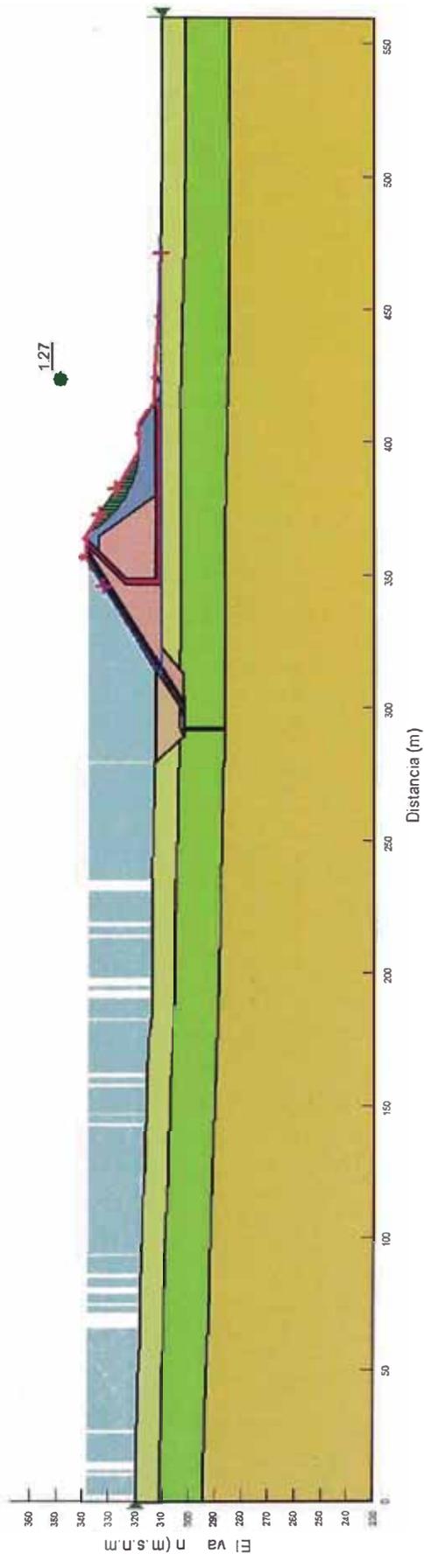


Figura N° 6.13: Condición Pseudo Estática en una falla Local. Usando el programa SLOPEW .

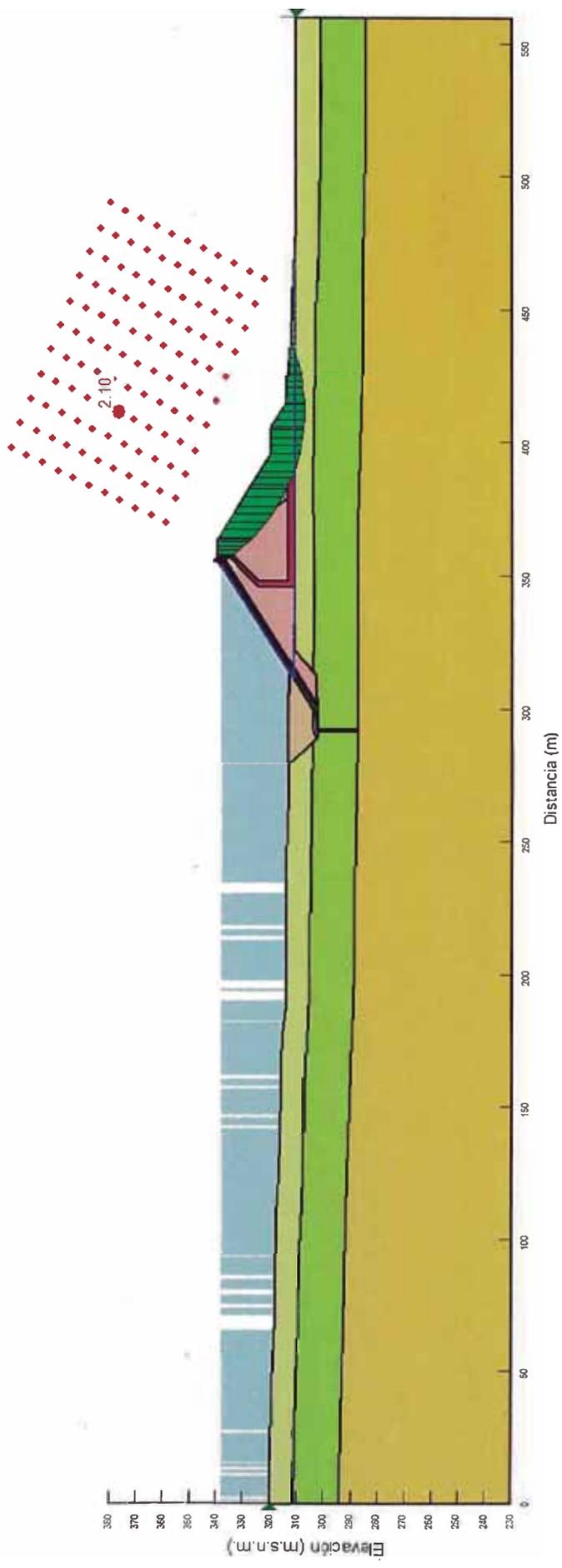


Figura N° 6.14: Condición Estática en falla General. Usando el programa SLOPEW.

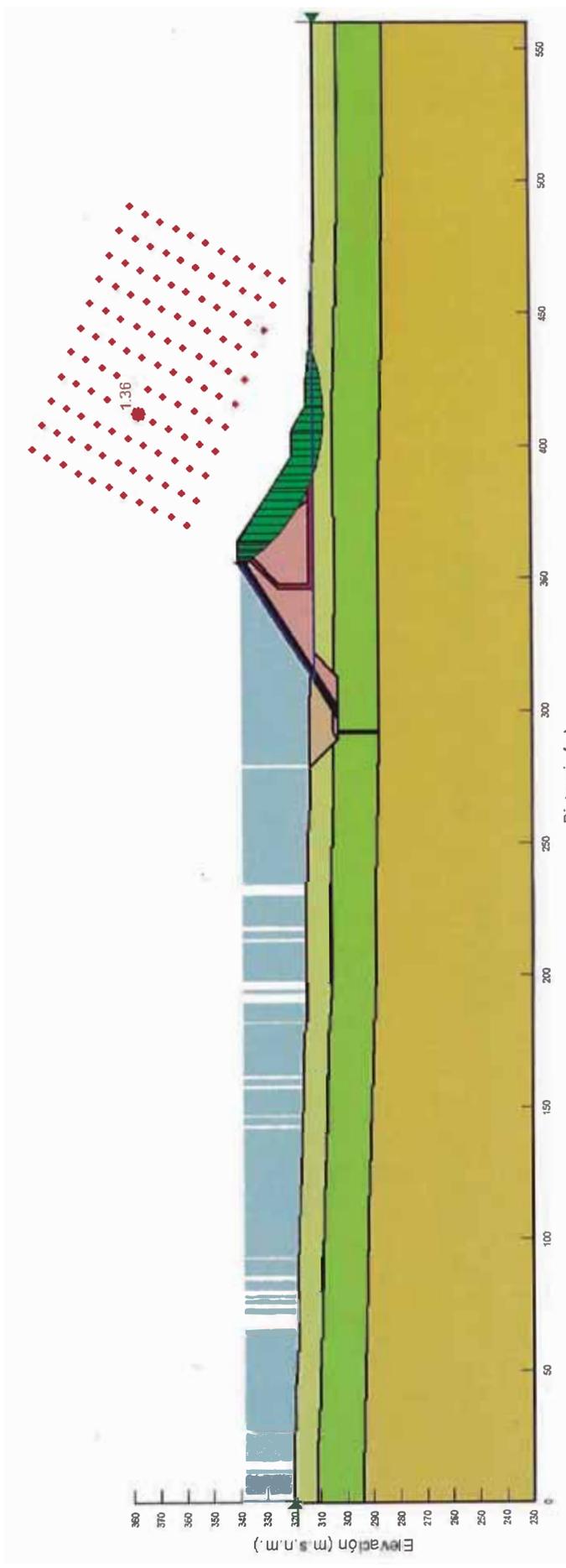


Figura N° 6.15: Condición Pseudo Estática en una falla General. Usando el programa SLOPEW .

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- La carencia de material impermeable (Arcillas) para el diseño de una presa convencional de núcleo impermeable conlleva a optar por un diseño de una presa del tipo CFGD; Realizando un diseño Geotécnico en el que podemos concluir que la presa ITE de grava con pantalla resulta beneficiosa, trabajable y factible para el proyecto, cumpliéndose así los objetivos de demanda hídrica para el mejoramiento de Irrigación en el valle del distrito de Ite.
- La presas CFGD y CFRD está conformada principalmente por un cuerpo de material granular o un enrocamiento, la función de impermeabilización lo cumple la pantalla de concreto apoyada en el espaldón aguas arriba de la presa. Esta a su vez ira conectada y fijada a una estructura de concreto armado denominado Plinto cuyo tratamiento de sellado se realiza a través de juntas. En la parte superior de la presa se construye un parapeto que es un muro de contención en la corona y determina la altura máxima de la presa.
- Ciertamente en el diseño de las Presas del Tipo CFGD y CFRD, se han aplicado métodos científicos, tales como los análisis por elementos finitos, pero su desarrollo ha sido esencialmente empírico, basado en la experiencia y precedencia.
- Las ventajas de las presas de CFGD y CFRD son:
 - ✓ La construcción con un menor volumen, debido a la utilización de materiales friccionales que permiten realizar taludes más empinados
 - ✓ El parapeto ayuda a reducir, más aun, el volumen del cuerpo de la presa
 - ✓ Menor heterogeneidad en el cuerpo, por lo tanto la construcción es más simple y rápida.
 - ✓ La construcción es menos afectada por razones climáticas, permite disminuir los tiempos de obra.

- ✓ Tiene Buen comportamiento frente a las solicitaciones Sísmicas.
- La aplicación de las presas tipo CFGD y CFRD se reflejan en las presas actuales tales como Presa Potrerillos (Argentina), Presa Los Caracoles (Argentina), Presa Santa Juana y Puclaro (Chile), Presa Foz do Areia (Brasil), Limon (Peru), entre otros.
- Los materiales del suelo de cimentación de la presa, son de origen aluvial a fluvio aluvial. Estos materiales están conformados por una capa de arena limosa de compacidad media, subyaciendo una grava pobremente gradada compacta y/o roca muy fracturada y/o meteorizada subyaciendo a esta, una roca ligeramente fracturada. La presa lte se apoyara sobre el estrato de grava y/o roca muy fracturada.
- La Presa lte ha sido proyectada para almacenar 8.1 MMC con un volumen muerto estimado de 2.46 MMC, es decir el volumen útil del embalse será de 5.64 MMC. La altura total de la presa es de 27.30 m, con una longitud de coronamiento de 531.01 m y con un ancho de corona de 8.00 m.
- Para verificar las condiciones del diseño de la presa se ha realizado un análisis de filtraciones de la presa, cuyo objetivo es obtener la línea piezométrica para posteriormente realizar un análisis de estabilidad de taludes de la presa.
- El valor numérico en la zona del dique y zona de cimentación de la presa corresponde al caudal por ancho unitario de la presa ($m^3/s/m$), que multiplicado por la longitud total de la cresta (540.00 m) determina el valor final del caudal en m^3/s . El caudal de filtraciones estimado será del orden de 18.0 l/s, el cual corresponde a un volumen de pérdidas anuales de aproximadamente 0.5MMC, que representa el 6.1% del volumen a regular por la presa lte en ese lapso de tiempo.
- El análisis de estabilidad se realizó utilizando el programa de computo SLOPEW del GeoStudio 2007. La estructura de la Presa lte se modeló utilizando la línea piezométrica obtenida del análisis de filtraciones.
- Para realizar el modelo matemático de la Presa lte se ha considerado los materiales como isotrópico, teniendo poca influencia en los análisis la

anisotropía. Para realizar esta simulación en el modelo matemático se ha hecho uso del programa de computo SEEP/W del GeoStudio 2007

- Para el análisis de estabilidad se utilizó el método de equilibrio límite, que a su vez es el más común debido a su sencillez y la aproximación del factor de seguridad (FS) al valor real; el método de las dovelas como parte del método de equilibrio, permite analizar problemas con diversas capas de suelos con propiedades diferentes, variación de la resistencia en una misma capa, diferentes configuraciones de presión neutra, diversas formas de superficie de ruptura, etc.
- Para las condiciones del análisis realizado, se han obtenido factores de seguridad considerando fallas de superficies circulares, que involucran el deslizamiento de masas de suelo a lo largo de todo el talud (falla general o global) y deslizamientos que comprometen parte del talud (fallas locales). De los resultados, de los análisis, se concluye que la Presa Ite es estable debido a que el factor de seguridad mínimo en condiciones estáticas es mayor a 1.5. En condiciones Pseudo Estáticas es mayor a 1.0. Por lo tanto se concluye la presa, en condiciones finales, es estable.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar exploraciones directas como perforaciones con la finalidad de corroborar el perfil estratigráfico inferido en la presente investigación.
- Al realizar un análisis de infiltración se encuentra cierta dificultad al intentar reproducir medios de distinta permeabilidad por cual se hace una simplificación tomando en cuenta permeabilidades relativas y no absolutas, pues estas influyen en la relación o ruptura de las líneas de corriente.
- El método de los elementos finitos es una herramienta muy importante pues nos permite modelar con gran exactitud el fenómeno de la infiltración. Por consiguiente, se debe tener especial cuidado en la generación de la malla de elementos finitos. La exactitud de los resultados también es afectada por la forma y tipo de elementos. Un buen método para generar

un equilibrio entre la facilidad y la eficacia de los resultados, es la de tomar especial atención en la generación de la malla.

- En base al análisis de filtraciones y al análisis de estabilidad se verifica que el diseño de la presa es conforme. Se recomienda para un diseño final implementar la instrumentación geotécnica en la presa, a fin de llevar un control de la inclinación del cuerpo de la presa, así como los niveles piezométricos debido a posibles filtraciones a través de cuerpo de la presa.
- Se deberá realizar un análisis de esfuerzo-deformación en el cuerpo de la presa y en la cara impermeable de concreto. Así mismo, se recomienda realizar un análisis dinámico de la presa. Este tema se puede realizar como un complemento para un tema de investigación de Post Grado.

BIBLIOGRAFIA

1. Cárdenas Guillen, Jorge (2011); Apuntes de Clases de Estabilidad de Taludes, Sección de Postgrado Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
2. Cooke, J. Barry and Sherad, James, (1985). "Concrete-Face Rockfill Dams. Design, Construction and Performance". American Society of Civil Engineers. Proceeding Geotechnical Engineering Division.
3. Duncan, J.M; Wright SG, (2005). "Soil Strength and Slope Stability. John Wiley and Sons. Inc. Hoboken. New Jersey, U.S.A.
4. Odebrecht, (2005). "Obras de Traspase del Proyecto Olmos. Concesionaria Traspase Olmos S.A. Expediente Técnico", Perú.
5. Paulo Teixeira Da Cruz. (2004), "100 Barragens Brasileiras" Casos historicos Materiais de Construcao 2da Edicion. Brasil.
6. Reglamento Nacional De Construcciones (2006), "Norma Técnica de Edificaciones E-030-Diseño Sismoresistente", Lima – Perú.
7. Suárez Díaz, J. (1998), "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales". Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga, Colombia.
8. Silva Espinoza, Yesil Yotner (2004) "Filtraciones de Estructuras de Tierra". Tesis de investigación, UNI-FIC, Perú.
9. Tom Karlsson and Jonas Tallberg (2011) "Concrete Face Rock-fill dam compared to Roller Compacted Concrete dam", Chalmers University of Technology. Suecia.
10. U. S. Army Corps of Engineers, (2003), "Slope Stability", Engineer Manual 1110-2-1902, Washington, U. S. A.
11. U. S. Army Corps of Engineers, (1995), "Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations", Engineer Manual 1110-1-1802, Washington, U. S. A.
12. Vncold. (2008). Guidelines for Design High Concrete Face Rockfill Dam.