

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



**RECRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES
UTILIZANDO MUROS DE SUELO REFORZADO CON
GEOMALLAS**

INFORME DE COMPETENCIA PROFESIONAL

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

FREDDY NELSON GUEVARA PERALTA

Lima- Perú

2009

INDICE

RESUMEN	5
LISTA DE CUADROS.....	7
LISTA DE FIGURAS.....	8
INTRODUCCION.....	10
CAPITULO 1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	12
1.1 Breve reseña histórica de los MSR con geosintéticos	12
1.2 Casos históricos de crecimiento de presas	13
1.3 Métodos de crecimiento de presas	13
1.4 Crecimiento con muro de suelo reforzado con geosintéticos	14
1.4.1 Geosintéticos aplicados al refuerzo de suelos.....	14
1.4.1.1 Geotextiles.....	14
1.4.1.2 Geomallas.....	15
1.5 Estructuras de suelo reforzado	16
1.5.1 Sistemas constructivos disponibles	17
1.5.2 Estabilidad de muros reforzados	19
1.6 Métodos de diseño para el análisis de estabilidad interna de MSR	23
1.6.1 Métodos basados en la condición de falla.....	24
1.6.1.1 Método de equilibrio limite – tie back.....	24
1.6.1.2 Método de equilibrio limite – Slope Stability.....	25
CAPITULO 2. INFORMACION GENERAL DEL SITIO	29
2.1 Ubicación.....	29
2.2 Clima.....	29
2.3 Geología.....	29
2.4 Hidrología	29
2.5 Hidrogeología	31
2.5.1 Evaluación de la información de niveles registrados en los piezómetros	32
2.6 Sismicidad.....	34
CAPITULO 3. CRITERIOS DE DISEÑO	36
3.1 Objetivos del diseño.....	36
3.2 Alcances del trabajo.....	36
3.3 Criterios de diseño	37
3.4 Normas de diseño.....	37

CAPITULO 4.	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	39
4.1	Ensayos de densidad de suelos in-situ	39
4.2	Calicatas.....	39
4.3	Nivel freático	40
4.4	Ensayos en los materiales de fundación del Depósito de Relaves.....	40
4.5	Descripcion de las canteras.....	41
4.5.1	Canteras de relleno común.....	41
4.5.2	Canteras de baja permeabilidad (BP).....	41
4.5.3	Desmante de mina (Prometida).....	42
CAPITULO 5.	RE-CRECIMIENTO DEL DEPÓSITO DE RELAVES....	43
5.1	Antecedentes.....	43
5.2	Fundación.....	44
5.3	Condiciones del dique.....	44
5.4	Muro de suelo reforzado con geomallas	45
5.5	Re-ubicación de la carretera y canal perimetral.....	45
5.6	Material de relleno para el re-crecimiento del dique	46
5.7	Revestimiento del re-crecimiento	46
5.8	Balance de aguas.....	47
5.8.1	Criterios de manejo de aguas.....	47
5.8.2	Metodología del balance de aguas.....	49
5.8.3	Resumen de resultados.....	50
5.8.4	Conclusiones.....	51
CAPITULO 6.	ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES	52
6.1	Generalidades.....	52
6.2	Secciones de análisis.....	52
6.3	Análisis de infiltración.....	53
6.3.1	Metodología análisis de infiltración.....	53
6.3.2	Propiedades de conductividad hidráulica.....	54
6.3.3	Casos del análisis de infiltración.....	55
6.3.4	Resultados de los análisis de infiltración.....	58
6.4	Análisis de Estabilidad.....	59
6.4.1	Introducción.....	59

6.4.2 Propiedades de los materiales.....	59
6.4.3 Metodología de los análisis de estabilidad.....	61
6.4.4 Resultados de los análisis de estabilidad.....	62
6.5 Resultados y conclusiones	66
CONCLUSIONES	68
RECOMENDACIONES.....	69
BIBLIOGRAFIA	70
ANEXOS	72

RESUMEN

Debido al aumento de los precios de los metales en años recientes, la industria ha incrementado su producción de minerales y por consiguiente la cantidad de relaves que emite, ocasionado que muchos depósitos alcancen su capacidad máxima de almacenamiento con anticipación al tiempo que fueron diseñados. A la vez muchas empresas mineras experimentan mayores dificultades en continuar con el crecimiento del depósito aguas abajo del dique debido a que esta metodología constructiva sobrepase los límites de propiedad de la mina. Esto hace necesario que se proponga otras soluciones basadas en la conformación de estructuras de contención no convencionales,

Casos publicados en diversa literatura, muestran que existen diversas técnicas para lograr ese objetivo, como por ejemplo: la construcción de muros de concreto, muro de gaviones o muros de suelo reforzado sobre la cresta del dique existente.

Este informe de competencia profesional titulado **“Re-crecimiento de un depósito de relaves utilizando muros de suelo reforzado con geomallas”**, se refiere a la construcción de un muro sobre la cresta del dique existente con el objetivo de incrementar la capacidad de almacenamiento del depósito. La construcción de un muro de tierra reforzado con geomallas, reduce el área ocupada y disminuye los volúmenes de relleno.

La estabilidad física de las estructuras debe de evaluarse para las condiciones de carga estática y dinámica, donde las principales causas que pueden afectar la estabilidad son: la inclinación del talud y materiales inadecuados para conformar el dique, las infiltraciones, los movimientos sísmicos y deficiente cimentación.

El informe está dividido en ocho capítulos, que se resumen a continuación. El Capítulo 1 es destinado a una revisión bibliográfica de casos reportados en la literatura sobre re-crecimientos de presas y consideraciones que se deben de tener en cuenta para el diseño de muros de suelos reforzados con geosintéticos. El capítulo 2, presenta las características generales del depósito de relaves que es motivo de estudio, incluyendo la descripción de las principales características

de la geología local y datos hidrológicos del área en estudio. El capítulo 3, presenta los criterios de diseño establecidos para el desarrollo del proyecto. En el capítulo 4, presenta el programa de investigación geotécnica de campo y los ensayos de laboratorio ejecutados para la determinación de los parámetros geotécnicos de los materiales de construcción. El capítulo 5 hace mención al diseño civil de las obras asociadas al proyecto. En el capítulo 6, son realizados los análisis de infiltración y estabilidad del depósito de relaves e incluye un análisis de los resultados mediante los coeficientes de seguridad encontrados. En el capítulo 7, son presentadas las conclusiones y recomendaciones de este trabajo en cuanto a los análisis de estabilidad e instrumentación geotécnica. También son presentadas las ventajas y desventajas derivadas del re-crecimiento del depósito. Finalmente, son incluidas algunas sugerencias para investigaciones futuras.

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Título	Pag.
Cuadro 1.1	Resumen de casos históricos de presas con crecimiento	13
Cuadro 1.2	Métodos de análisis <i>Tieback</i> para el diseño de MSR con geosintéticos	25
Cuadro 1.3	Cuadro 1.3 – Métodos de análisis de equilibrio limite – <i>slope stability</i>	28
Cuadro 2.1	Precipitación máxima esperada para diferentes periodos de retorno	30
Cuadro 2.2	Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno	31
Cuadro 2.3	Ubicación de Piezómetros	31
Cuadro 2.4	Profundidad de agua registradas en piezómetros	32
Cuadro 2.5	Aceleración máxima esperada para diferentes periodos de retorno	34
Cuadro 5.1	Datos básicos para el balance de aguas	47
Cuadro 5.2	Precipitación y evaporación media mensual representativa	48
Cuadro 5.3	Resumen de tasas de bombeo durante la operación	50
Cuadro 6.1	Parámetros de diseño para análisis de infiltración en el cuerpo del dique	54
Cuadro 6.2	Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad	61
Cuadro 6.3	Propiedades de los refuerzos	61
Cuadro 6.4	Resultados de los análisis de estabilidad del depósito de relaves	62

LISTA DE FIGURAS

Figura	Título	Pag.
Figura 1.1	Geotetiles tejidos (a y b) Geotextiles no tejidos (c y d)	15
Figura 1.2	Tipos de geomallas	16
Figura 1.3	Clasificación de muros y taludes reforzados de acuerdo A la norma Europea PREN 14475	18
Figura 1.4	Ejemplos de muros con faces diferentes	18
Figura 1.5	MSR de face de concreto (a) Espaciamiento variable y (b) Longitud de refuerzo variable	19
Figura 1.6	Modos de ruptura en los análisis de estabilidad externa (Bonaparte et al., 1987)	20
Figura 1.7	Mecanismos de interface (a) Fricción y (b) Resistencia p.	21
Figura 1.8	Modos de ruptura idealizados por Jones et al., 1996	21
Figura 1.9	Definición de la zona activa y mecanismo de transferencia de tensiones (Lee, et al., 2000)	22
Figura 1.10	Procedimientos de análisis Tieback (Bonaparte et al., 1987)	25
Figura 1.11	Análisis de estabilidad considerando que la tensión en el refuerzo no altera la resistencia del suelo (Bonaparte et al., 1987)	27
Figura 1.12	Análisis de estabilidad considerando que la tensión en el refuerzo incrementa la resistencia del suelo (Bonaparte et al., 1987)	26
Figura 2.1	Registros de profundidades piezométricas – Año 2008	33
Figura 6.1	Ubicación de las Secciones de Análisis.	53
Figura 6.2	Análisis de Infiltración – Parámetros de Diseño	56
Figura 6.3	Análisis de Infiltración – Configuración de Contorno – Caso 1	56
Figura 6.4	Análisis de Infiltración – Carga Hidráulica – Caso 1	57
Figura 6.5	Análisis de Infiltración – Carga de Presión – Caso 1	57
Figura 6.6	Análisis de Infiltración – Condiciones de Contorno – Caso 2	57
Figura 6.7	Análisis de Infiltración – Carga Hidráulica. – Caso 2	58
Figura 6.8	Análisis de Infiltración – Carga de Presión – Caso 2	58
Figura 6.9	Análisis de Estabilidad – Modelo Geotécnico Sección B.	59
Figura 6.10	Análisis de Estabilidad – Modelo Geotécnico Sección D.	60
Figura 6.11	Muro de suelo reforzado con Geomallas - Análisis de Estabilidad Estático Sección B-B.	60
Figura 6.12	Muro de suelo reforzado con Geomallas - Análisis de Estabilidad Pseudoestático Sección B-B.	63

Figura 6.13 Talud reforzado con Geomallas - Análisis de Estabilidad Estático Sección B-B.	63
Figura 6.14 Talud reforzado con Geomallas - Análisis de Estabilidad Pseudoestático Sección B-B.	64
Figura 6.15 Análisis de Estabilidad Estático – Sección D-D	65
Figura 6.16 Análisis de Estabilidad Pseudoestático –Sección D-D	65
Figura 6.17 Análisis de Estabilidad Estático – Sección F-F	66
Figura 6.18 Análisis de Estabilidad Pseudoestático –Sección F-F	66

INTRODUCCION

El informe de competencia profesional titulado “**Re-crecimiento de un depósito de relaves utilizando muros de suelo reforzado con geomallas**”, es propuesto para poder obtener el grado de ingeniero civil mediante la modalidad de experiencia profesional.

Este informe ha sido realizado utilizando información otorgada por una empresa consultora de ingeniería de reconocida experiencia en el medio. Por razones de confidencialidad el nombre de la empresa no será divulgado.

Actualmente una empresa minera del medio, está depositando sus relaves en el denominado Depósito de Relaves que tiene las características necesarias para poder almacenar relaves cianurados y que actualmente cuenta con una capacidad de almacenamiento disponible de 1 296 000 TM (toneladas métricas) siendo insuficiente dicho volumen para la producción diaria actual con la que cuentan, 3 500 TM (toneladas métricas).

Por tal motivo la empresa minera solicitó los servicios de la empresa consultora en mención para el diseño del re-crecimiento del Depósito de Relaves, para incrementar la capacidad en 2 300 000 TM (toneladas métricas) adicionales, a partir de la cota actual del dique de contención existente 3 804,40 msnm hasta alcanzar la cota de diseño 3 811,4 msnm considerando un borde libre de 0,4 metros.

El objetivo del informe es presentar la de ingeniería de detalle del re-crecimiento del Depósito de Relaves. Para lograr este objetivo, el alcance del presente informe considera los siguientes ítems:

- Investigación geotécnica de campo (calicatas, densidad in-situ, ensayos de DPL).
- Ejecución del programa de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos para determinar las propiedades geotécnicas de los distintos materiales involucrados en la construcción del re-crecimiento del dique, incluyendo

la evaluación de las propiedades de resistencia al corte del suelo de fundación.

- Configuración del re-crecimiento del depósito de relaves.
- Actualización del estudio hidrológico y cálculo del balance de aguas.
- Análisis de infiltración en el cuerpo del dique.
- Análisis de estabilidad
- Revisión de las condiciones hidrogeológicas.

CAPITULO 1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Breve reseña histórica de los MSR con geosintéticos

La idea de asociar elementos de refuerzo a obras civiles siempre acompañó a la historia de la humanidad. Caminos persas y romanos, zigurat y la gran muralla china son ejemplos del sistema de refuerzo, generalmente realizados con materiales vegetales fibrosos.

En el contexto moderno, las estructuras de contención de suelo reforzado comenzaron a ser desarrollados durante la década de 1960. El sistema de "Tierra Armada" inventado por el arquitecto francés Henri Vidal en 1966, es un ejemplo de este tipo de estructuras, según Schlosser y Than (1974).

Según Jewell (1992), la construcción de "Tierra Armada" consistía en tiras metálicas, suelo granular y paramento de paneles. La técnica demostró ser económica y atrajo el interés tanto comercial como académico.

Aprovechando el concepto de suelo reforzado y el rápido desarrollo de la industria petroquímica, la industria textil comenzó a producir varios materiales sintéticos de elevada resistencia a la tracción capaces de reforzar suelos.

Según Elias et al. (2001), el uso de inclusiones sintéticas en suelos reforzados fue iniciado en 1971 en Francia, y en 1974 en los Estados Unidos. En 1981, fue construido el primer muro de suelo reforzado con geomallas y en 1983 su uso se propagó en los Estados Unidos. Actualmente la utilización de inclusiones de geosintéticos en taludes y suelos reforzados a crecido acentuadamente, principalmente por representar una alternativa, en general, económica y de fácil ejecución. Su creciente utilización fue acompañada por la evolución de diferentes métodos de diseño para el dimensionamiento de suelo reforzado.

En este capítulo serán discutidos conceptos relacionados al comportamiento de muros de suelo reforzado con geosintéticos.

1.2 Casos históricos de crecimiento de presas

Aguilar et al. 2005, realizó una recopilación de presas que fueron elevadas publicadas en la literatura revisada. Un resumen de las presas que fueron recrecidas es presentado en el cuadro 1.1.

Cuadro 1.1 – Resumen de casos históricos de presas elevadas

Presa/Pais	Tipo	Año construcción	Altura Inicial	Altura de Re-crecimiento
Tansa – India	Enrocado	1892	36	3
Iwiny - Polonia	Tierra	1969	16	7.2
Raul Leoni, Venezuela	Concreto	1970	58	202
Pactola - EUA	Tierra	1956	67	4.6
King Talal - Israel	Solo compactado	1977	100	15
Al-Wehdah	Enrocado	1983	60	40
Davis Creek - EUA	Suelo reforzado con geomallas	1990	33	7.5
Curua- Uma Brasil	Tierra	1977	26	1.5

1.3 Métodos de crecimiento de presas

Existen varias técnicas para el crecimiento o elevación de la cresta de los diques o presas, Aguilar et al. (2005) menciona algunas de estas técnicas:

- Crecimiento con muros de parapeto de concreto;
- Crecimiento con suelo reforzado;
- Crecimiento con gaviones;
- Crecimiento con concreto compactado;
- Crecimiento con elementos inflable de plástico.

Este capítulo trata de explicar la técnica de suelo reforzado para el recrecimiento de presas, detalles de cada una de las otras técnicas descritas anteriormente no son abordados en este informe, pero pueden ser encontrados en Aguilar (2005).

1.4 Crecimiento con muro de suelo reforzado con geosintéticos

Las presas de tierra pueden ser normalmente crecidas de 3 a 4.5 m, utilizando suelo reforzado con láminas metálicas o geosintéticos. Alturas aun mayores pueden ser alcanzadas, para la misma longitud de cresta, con la colocación de paneles laterales de revestimiento de concreto o bloques modulares.

1.4.1 Geosintéticos aplicados al refuerzo de suelos

Los principales tipos de geosintéticos aplicados como elementos de refuerzo son los geotextiles y las geomallas

1.4.1.1 Geotextiles

Los geotextiles son mantas permeables, tejidas o no tejidas utilizadas principalmente en las funciones de filtración, protección, refuerzo o separación. La figura 2.3 muestra algunos geotextiles. Los geotextiles sintéticos son producidos en general con `poliéster o polipropileno.

Existen dos tipos diferentes de geotextiles, tejidos o no tejidos clasificados en función del arreglo estructural de sus fibras (Figura1.1). Los tejidos son materiales oriundos del entrelazamientos de sus hilos, monofilamentos o laminas, según direcciones preferenciales denominadas trama (sentido transversal) y urdume (sentido longitudinal).

Los geotextiles no tejidos son formados por filamentos o fibras distribuidas aleatoriamente y unidos para formar una estructura plana. Esa unión puede ser realizada por el entrelazamiento mecánico con agujas (agujado), por fusión parcial (termoligado), con uso de productos químicos (resinado) o por refuerzo (reforzado).

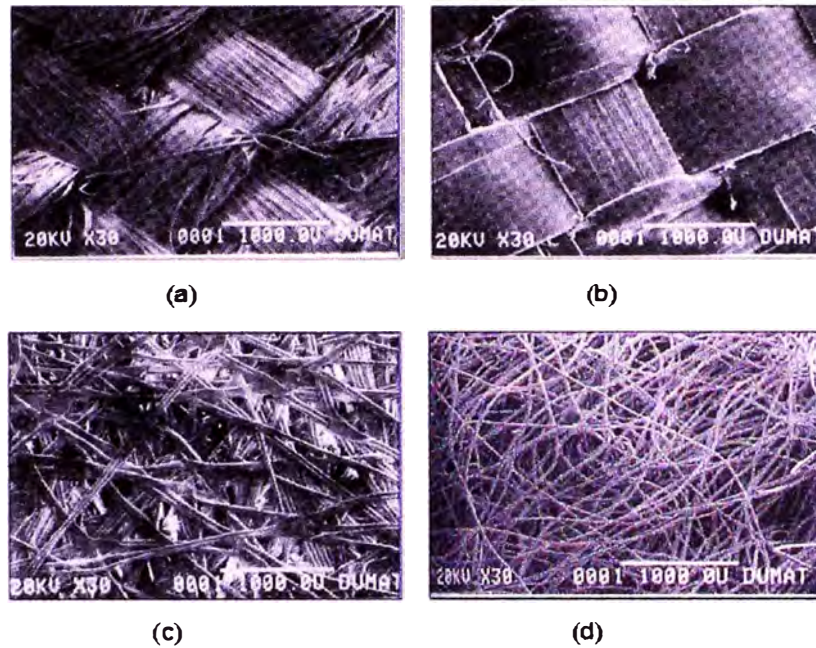


Figura 1.1 – Geotextiles tejidos (a y b) Geotextiles no tejidos (c y d). Koerner, 1994.

Algunas de las ventajas asociadas los geotextiles como elementos de refuerzo son: (a) flexibilidad y facilidad de manejo; (b) resistencia de daños mecánicos de instalación (en especial los no tejidos); (c) capacidad de disipación de presiones de poros generadas durante la compactación y (d) bajo costo de la construcción cuando es comparado con otras estructuras de contención convencional.

Entre tanto, los geotextiles presentan algunas desventajas que, dependiendo de la aplicación o del tamaño de la estructura, pueden inviabilizar su aplicación, como por ejemplo, los desplazamientos durante la construcción que pueden comprometer el alineamiento de la estructura y la baja resistencia a la tracción comparada con otros elementos de refuerzo como las geomallas.

1.4.1.2 Geomallas

Las geomallas son estructuras planas en forma de mallas, conforme ilustra la Figura 1.2. Su uso es exclusivamente para refuerzo, constituido por elementos resistentes a la tracción (Vidal, 2002). Los dos principales tipos son:

- **Unidireccional**, cuando presenta elevada resistencia a la tracción apenas en una dirección;
- **Bidireccional**, cuando presenta elevada resistencia a la tracción en las dos direcciones principales (ortogonales).

Las geomallas son generalmente compuestas de polietileno de alta densidad (PEAD) o poliéster (PET), y se caracterizan por la baja deformabilidad y elevada resistencia a la tracción.

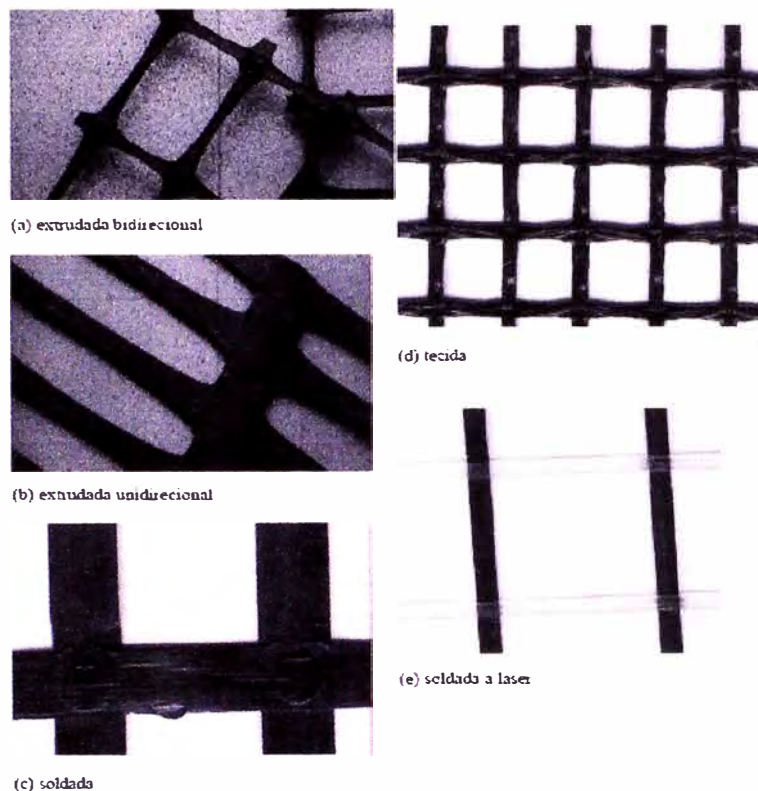


Figura 1.2 –Tipos de Geomallas. Koerner, 1994.

Alguna de las ventajas asociadas a su empleo como elementos de refuerzo son: (a) intertravamiento con el suelo: (b) simple conexión con boques segmentados; (c) bajas deformaciones y (d) mayor resistencia a la tracción cuando es comparada con los geotextiles.

Pocas desventajas limitan el uso de este material, como por ejemplo la necesidad de utilizar alguna resistencia contra la erosión en conjunto con la geomalla en muros con cara frontal envuelta. En general, para muros de pequeña altura (menores que 4 m), las geomallas presentan un costo más elevado que los muros reforzados con geotextil (Abramento, 1998).

1.5 Estructuras de suelo reforzado

La técnica de suelo reforzado por medio de geosintéticos está bien consolidada en el medio geotécnico. Según Lee (2000), la construcción de muros reforzados

con geosintéticos se ha incrementado, principalmente por ser una solución económica, flexible y de fácil construcción. Además, se pueden obtener taludes de suelo estables, en posición vertical y con buen acabado estético.

El concepto es basado en la idea de que la presencia del refuerzo en el suelo restringe las deformaciones, generando una alta resistencia al conjunto. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias al desenvolvimiento de esfuerzos de tracción en el elemento de refuerzo. Según Schlosser y Than (1974), el principio es análogo al concreto reforzado y consiste en asociar las características mecánicas del suelo con las de un refuerzo resistente a la tracción. De este modo, asociando materiales distintos con funciones complementarias, se puede obtener una estructura mecánicamente resistente y estable.

1.5.1 Sistemas constructivos disponibles

Varios sistemas de muros de suelos reforzados con geosintéticos fueron desarrolladas por diferentes empresas americanas. En la actualidad las patentes de estos sistemas expiraron y existen diversos sistemas y componentes que pueden ser adquiridos separadamente y reunidos en una única estructura por el proyectista o constructor (Elias et al., 2001).

Las estructuras de contención en suelo reforzado generalmente consisten de capas de suelo compactados, entramadas con capas de refuerzo, con espaciamientos pre-determinados. Resumidamente, se pueden diferenciar los varios sistemas constructivos a partir de algunas características básicas.

- **Inclinación del talud** – Según Floss y Brau (2004), las estructuras de contención pueden ser clasificadas como muros y taludes. Conforme es presentado en la Figura 1.3, las estructuras con taludes superiores a 1:4 (H:V) son consideradas muros, Las demás son consideradas como estructuras de suelo reforzado. Según otros autores, estructuras con la cara inclinada encima de 70° son considerados muros (Bonaparte et al., 1987; Jones 1996; Elias et al., 2001).
- **Tipo de cara frontal** – Según Tatsuoka (1993), la cara de los muros de suelo reforzado puede ser constituida de unidades rígidas (Concreto) o unidades deformables (hechas de mallas, láminas de acero o gavión), o

de unidades flexibles (hechas de telas tejidas auto envuelta). Varios autores suponen que la cara no contribuye para la estabilidad de la estructura. En el Figura 1.4 son presentados varios tipos de cara o frente.

Estructuras de retención de tierra

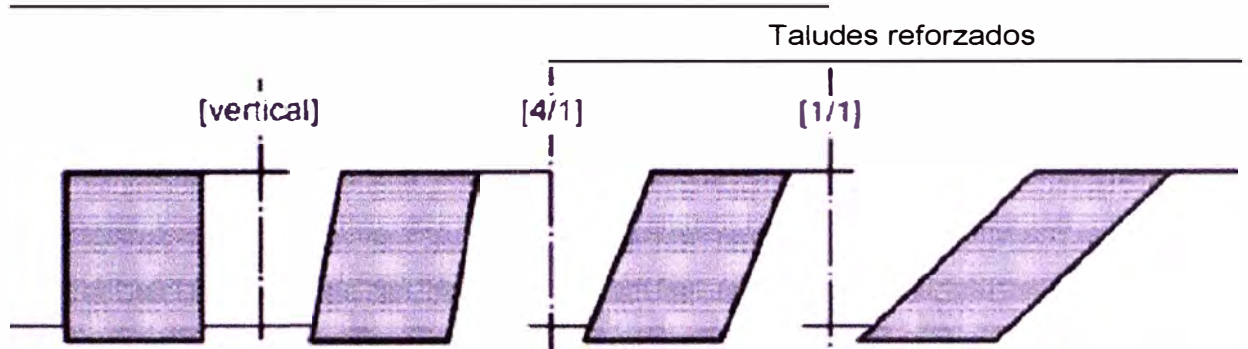


Figura 1.3 – Clasificación de muros y taludes reforzados de acuerdo a la norma europea PREN 14475.

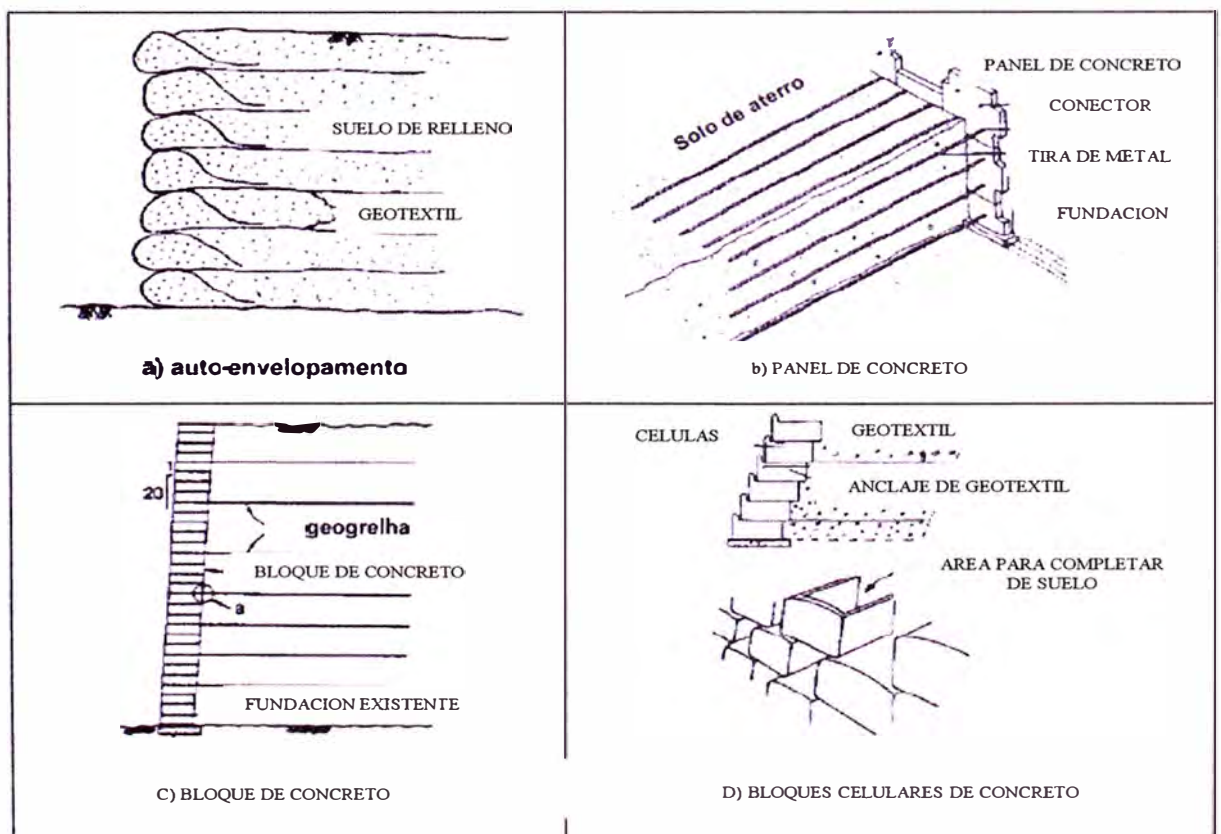


Figura 1.4 – Ejemplos de muros con caras frontales diferentes (Tatsuoka, 1993).

- Espaciamiento y longitud de los refuerzos – el espaciamiento vertical de los refuerzos puede ser variable o uniforme, bien como su longitud. Hay varios ejemplos de todos estos casos en la literatura. El Figura 1.5 presenta dos casos de muros construidos en West Virginia, EUA.

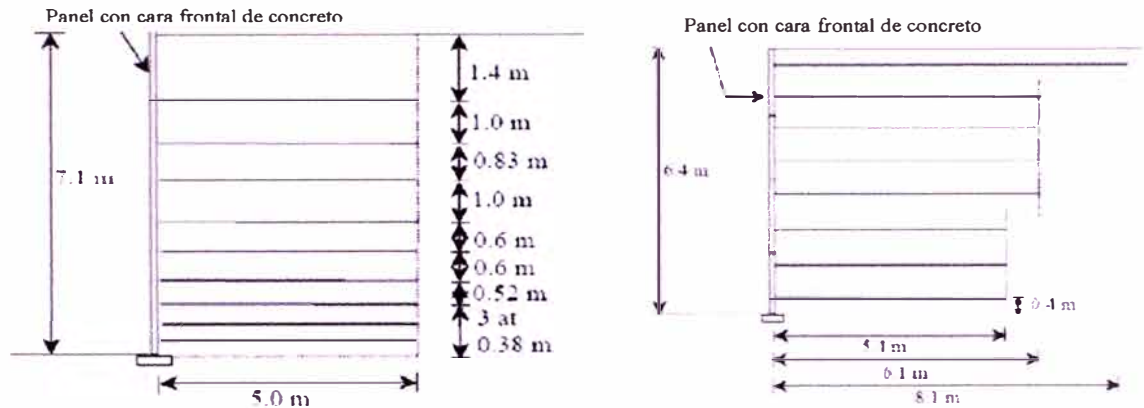


Figura 1.5 – MSR cara frontal de concreto a) Espaciamiento variable y b) longitud de refuerzo variable.

- Tipo de refuerzo – pueden ser empleados diferentes tipos de geosintéticos, como geotextiles, geomallas o una combinación de ambos, así como refuerzos metálicos.

1.5.2 Estabilidad de muros reforzados

Un MSR es utilizado para estabilizar y contener el suelo, cuando la construcción de un talud reforzado fuera anti-económica o técnicamente inviable. Para el proyecto de muro de suelo reforzado se debe de garantizar la estabilidad externa como interna.

La verificación de la estabilidad externa es evaluada asumiendo que la masa de suelo actúa como un cuerpo rígido. Los mecanismos de ruptura evaluados son similar a las estructuras convencionales, o sea, se debe verificar: a) deslizamiento a lo largo de la base de estructura reforzada; b) volteo en torno al pie de la estructura; c) ruptura del suelo de fundación, d) ruptura global por una superficie envolviendo todo el macizo reforzado. El Figura 1.6 presenta los cuatro mecanismos de ruptura acotados por Bonaparte et al. (2008).

Detalles de los análisis de estabilidad externa no serán abordados en este informe sin embargo pueden ser encontradas en Das (2001).

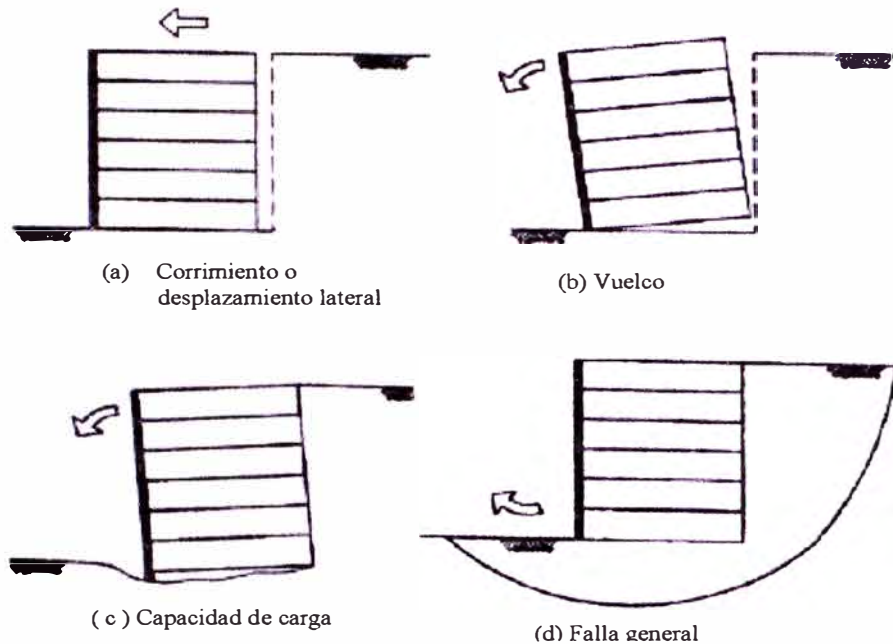


Figura 1.6 – Modos de ruptura en los análisis de estabilidad externa (Bonaparte et al. 1987).

Según Gomez y Palmeira (1994), en la condición límite, la ruptura de la zona reforzada (inestabilidad interna) ocurre por ruptura o arrancamiento de los refuerzos. Por lo tanto, uno de los aspectos más importantes en el proyecto de un suelo reforzado es el análisis de estabilidad interna. Ella permite estimar la magnitud de la fuerza de tracción, espaciamiento y longitud de los elementos de refuerzo. Para esto es necesario conocer los mecanismos de transferencia de esfuerzos y mecanismos de ruptura.

El mecanismo de refuerzo funciona por transferencia de tensiones del suelo para el refuerzo. Según Mitchell y Villet (1987), la transferencia de tensiones entre el suelo y el refuerzo envuelve dos mecanismos básicos, fricción y resistencia pasiva. La transferencia de tensiones por fricción depende del contacto en el área de la superficie plana del geosintético, de su rugosidad, de la tensión confinante y de las condiciones de interfase. Este mecanismo es característico de todos los geosintéticos. La transferencia por resistencia pasiva ocurre debido al esfuerzo de anclaje del refuerzo en el macizo. Este mecanismo es característico de las geomallas y depende de la tensión confinante y del tipo de

suelo que envuelve el refuerzo. El Figura 1.7 presenta ambos mecanismos de interacción.

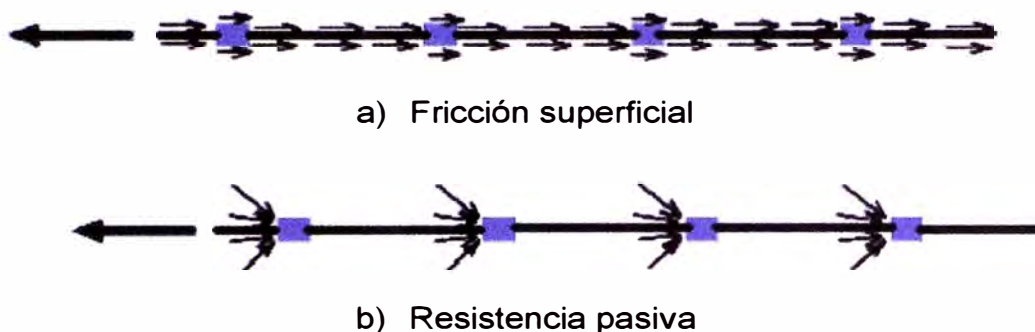


Figura 1.7 – Mecanismo de interacción: (a) fricción y (b) resistencia pasiva.

En cuanto a los mecanismos de falla, Jones (1996) presenta una lista de seis modos posibles de falla interna. El Figura 1.8 presenta esquemáticamente tales posibles modos de ruptura.

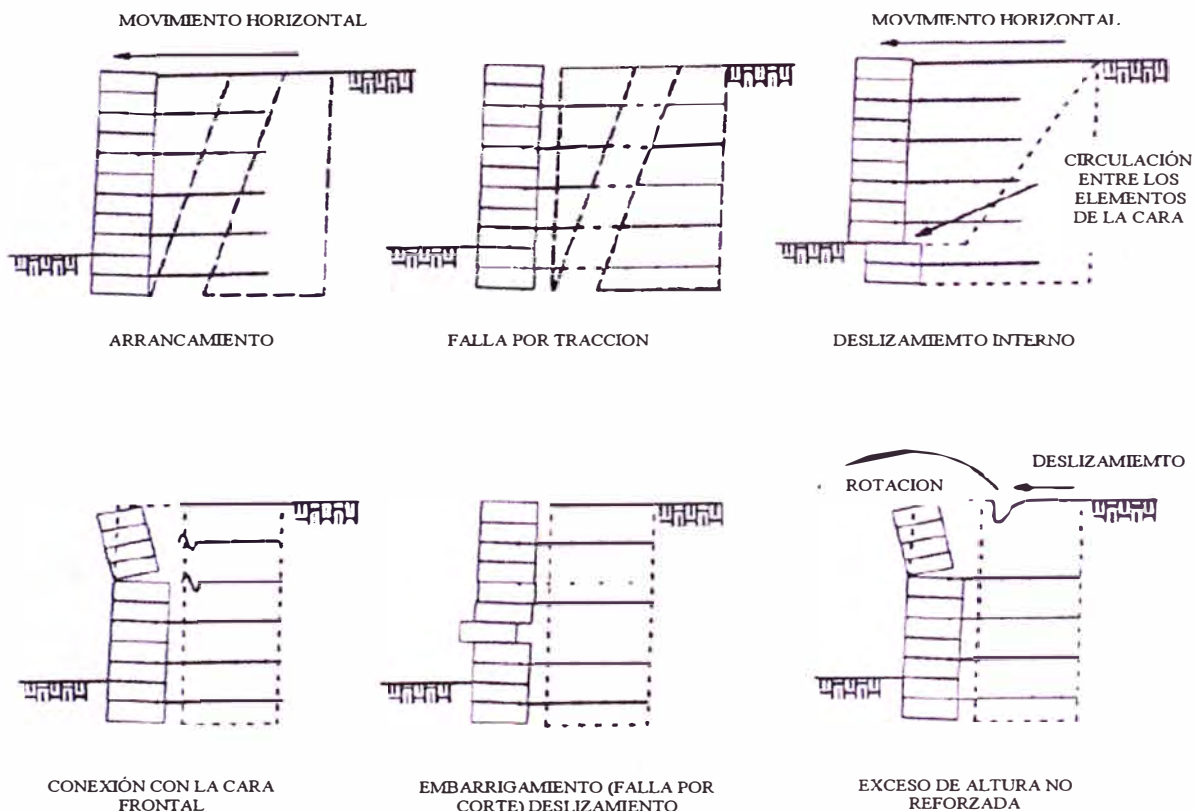


Figura 1.8 – Modos de falla idealizados por Jones (1996).

Para el análisis de la estabilidad interna, la masa de suelo reforzado puede ser dividida en dos zonas de comportamiento:

1. Zona activa que comprende la porción de talud que tiende al moverse y es potencialmente inestable;
2. Zona resistente, que es la región en el cual la masa del suelo es estable.

Según Lee (2000), la separación entre las dos zonas es marcada por la superficie potencial de ruptura. El refuerzo es posicionado de tal manera que atraviese la zona activa y haya cierto anclaje en la zona resistente. En la zona activa, se admite que las tensiones de corte actuando en el refuerzo son direccionadas para afuera del talud, en cuanto en la zona resistente tiene sentido opuesto, desarrollándose esfuerzos de tracción a lo largo del refuerzo, debiendo presentar valor máximo de fuerza de tracción en las inmediaciones de la superficie potencial de ruptura. El Figura 1.9 presenta esquemáticamente las dos zonas de masa de suelo reforzado.

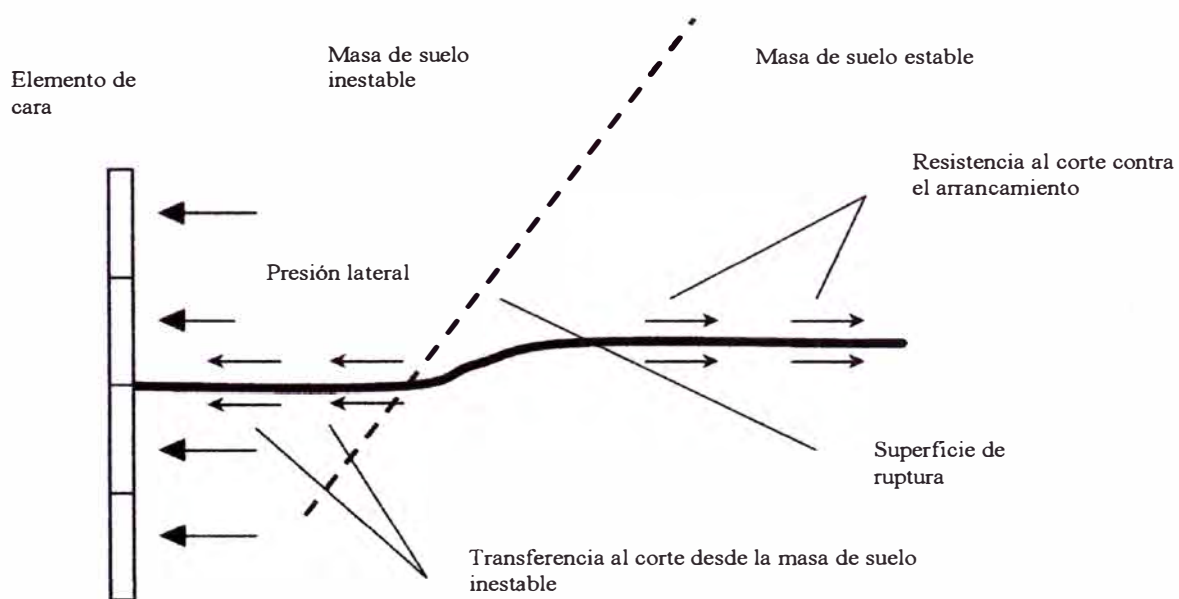


Figura 1.9 – Definición de la zona activa y mecanismo de transferencia de tensiones (Lee, 2000).

Según Gomez y Palmeira (1994), estos mecanismos de interacción dependen de la resistencia a la tracción, de la rigidez del refuerzo, de las tensiones de confinamiento, del espaciamiento entre las capas de refuerzo, de la longitud de anclaje y de las condiciones de carga actuales.

1.6 Métodos de diseño para el análisis de estabilidad interna de MSR

Según Worrall (1995), las estructuras diseñadas por Henry Vidal fueron basadas en conceptos clásicos de Rankine y Coulomb. El asumió una distribución de presión lateral de Rankine la cual permitió calcular la presión horizontal debajo de cresta del muro. Luego, en cada capa la carga de tensión dentro del refuerzo fue asumida como siendo correspondiente al esfuerzo lateral impuesto en el área tributaria. La longitud del refuerzo debía tener no menos de 80% de la altura del muro, del manera que el refuerzo atravesase la superficie potencial de ruptura clásica de Coulomb.

Según Leshchinsky (1996), inicialmente las estructuras de suelo reforzado fueron proyectadas, mediante una extrapolación directa de proyectos geotécnicos convencionales. Estos métodos producían estructuras conservadoras, mismo así económicas en comparación con las estructuras convencionales. Claramente, la simplicidad de los métodos de diseños con la producción de muros de suelos reforzados económicos y seguros, aumento su uso.

Según Mitchell y Villet (1987, existen diferentes procedimientos de análisis. Algunos son basados en condiciones de ruptura, otros usan análisis bajo condiciones de trabajo.

Los análisis de equilibrio límite es utilizada extensivamente para diseñar muros de suelo reforzado en condiciones de ruptura. Los análisis en condiciones de trabajo es basada en comportamiento tensión-deformación de la masa de suelo reforzado.

Según Zomberg et al. (1998), los métodos de diseño para MSR son basados en la suposición de que la máxima fuerza de tracción en los refuerzos es proporcional a la presión de sobrecarga medida a partir de la cresta del muro.

Según Boyd y Segrestin (1992), las fuerzas de tracción son estimadas por métodos de cálculo imperfectos, más prácticos.

1.6.1 Métodos basados en la condición de falla

Los análisis de equilibrio límite son los más utilizados para el diseño de MSR bajo condiciones de falla. Probablemente debido a la facilidad de su empleo y la familiaridad de los diseñadores con los conceptos básicos. En este tipo de análisis diversas suposiciones son realizadas:

- La superficie de falla es conocida;
- El suelo tiene un comportamiento rígido perfectamente plástico;
- La resistencia al cizallamiento del suelo es igualmente movilizada en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla;
- La inclinación y distribución de los refuerzos a lo largo de la superficie de falla es conocida.

El análisis de de equilibrio limite trata de la estabilidad de la estructura en situación de ruptura inminente. Dentro de este análisis fueron desarrolladas dos categorías. En la primera categoría están los métodos que satisfacen el equilibrio de fuerzas (*tieback*) y , en la segunda categoría, los métodos que satisfacen los métodos de equilibrio de fuerzas y momentos (*slope stability*).

1.6.1.1 Método de equilibrio limite – tie back

Según Claybourn y Wu (1993), los métodos de esta categoría usan análisis simples de equilibrio de fuerzas horizontales (equilibrio local). La fuerza horizontal desestabilizadora, resultante de la tensión lateral del suelo, es equilibrada por la fuerza horizontal dada por el refuerzo. La resistencia al cizallamiento del solo es considerada movilizada a lo largo de la superficie de falla.

El método de cuña *Tieback* supone:

- Total movilización de la resistencia al cizallamiento del suelo a lo largo de una superficie plana;
- Cuña activa de Rankine,
- El movimiento del muro ocurre por la rotación de este alrededor del pié;
- Distribución de presión lateral, el cual es peculiar a cada método de acuerdo al cuadro 1.2 y el Figura 1.10.

El Figura 2.10 presenta las distribuciones de presión lateral utilizadas por los métodos de análisis *Tieback*. Estas distribuciones fueron basadas en observaciones o en experiencias de campo, conforme Claybourn e Wu (1993).

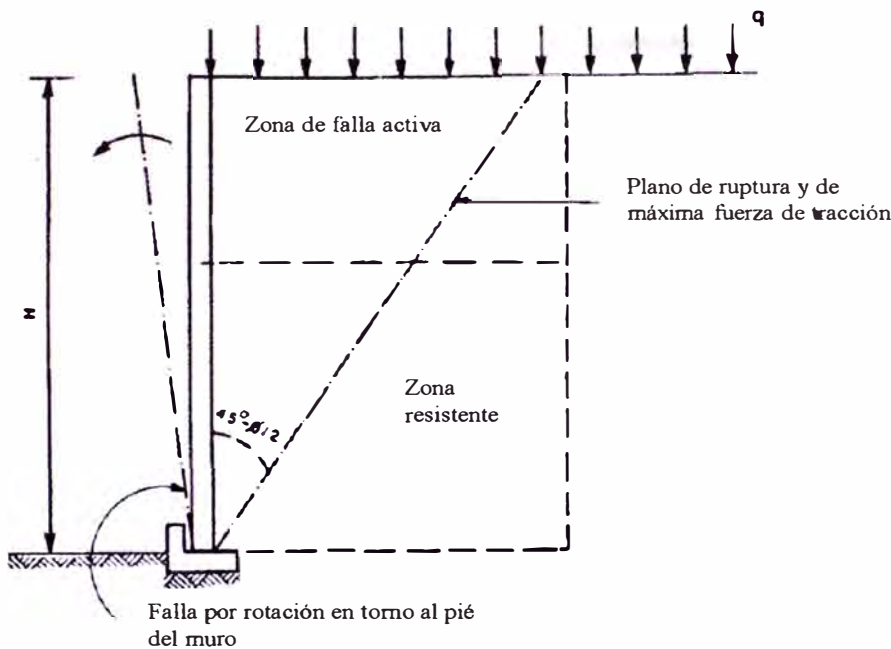


Figura 1.10 – Procedimiento del análisis *Tieback* (Bonaparte et al. 1987).

Cuadro 1.2 – Métodos de análisis *Tieback* para el diseño de MSR con geosintéticos.

Método	Distribución de presión lateral	Espaciamiento
Steward et al., 1977	$\sigma_h = K_o \gamma z$	Variable
Broms, 1978	$\sigma_h = 0,65 K_a (1,5q + \gamma H)$	Constante
Murray, 1980	$\sigma_h = K_a \gamma z$	Variable
Collin, 1986	$\sigma_h = 2,36 H$	Variable
Geotêxtil: Geogrelha:	$\sigma_h = 15,7 z ; @ z < 0,2 H$ $\sigma_h = 3,14 H ; @ z > 0,2 H$	
Bonaparte et al. 1987	$\sigma_h = \frac{K_a (\gamma z + q)}{1 - \left[\frac{K_{ar} (\gamma_{rz} + 3q)}{3(\gamma_r z + q)} (z / L_R)^2 \right]}$	Variable
Elias et al., 2001	$\sigma_h = K_{rE} \gamma z$	Variable

1.6.1.2 Método de equilibrio limite – Slope Stability

Los métodos de *Slope Stability* utilizan suposiciones similares a las usadas en los análisis de estabilidad de taludes convencionales. Entretanto, los métodos

son modificados para incluir la fuerza de tensión dentro de los análisis. Además, utilizan varias suposiciones en relación a la inclinación del refuerzo en relación a la superficie de ruptura.

Conforme Mitchell y Villet (1987), los métodos de esta categoría son similares a los usados para los análisis de estabilidad de taludes convencionales. Las resistencias al cizallamiento, a la tracción y arrancamiento del refuerzo son consideradas cuando el mismo es interceptado por la superficie potencial de ruptura.

Segundo Bonaparte et al. (1987), la tensión del refuerzo es incorporada en un análisis de estabilidad de taludes de dos formas. La primera considera la tensión del refuerzo como una fuerza de tracción en un Figura de cuerpo libre, que no afecta la resistencia do solo, mas contribuye para el equilibrio de fuerzas y momentos, conforme se presenta en el Figura 1.11.

En el segundo tipo de abordagem, se considera que el refuerzo incrementa la resistencia del suelo. La tensión del refuerzo es descompuesta en vectores normal y tangente a la superficie de ruptura. El vector tangente puede ser considerado como una pseudo cohesión. El vector normal aumenta a tensión normal, por lo tanto, la resistencia cisallante del suelo. El Figura 1.12 presenta este caso.

En cualquier de los tipos de abordagem, la orientación del refuerzo sobre la superficie de ruptura puede ser supuesta como horizontal o inclinada. Debido a las grandes deformaciones cerca de la superficie de ruptura, algunos de los métodos consideran ambos casos.

Un resumen de los métodos de análisis de equilibrio limite (*slope stability*) está descrito en el Cuadro 1.3.

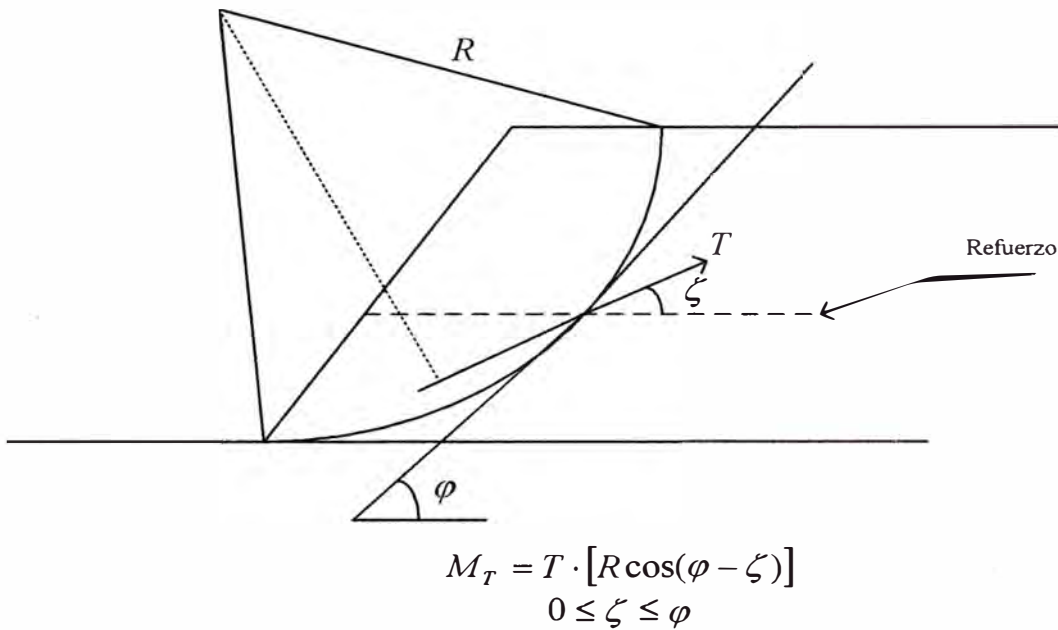


Figura 1.11 - Análisis de estabilidad considerando que la tensión en el refuerzo no altera la resistencia del suelo (Bonaparte et al., 1987).

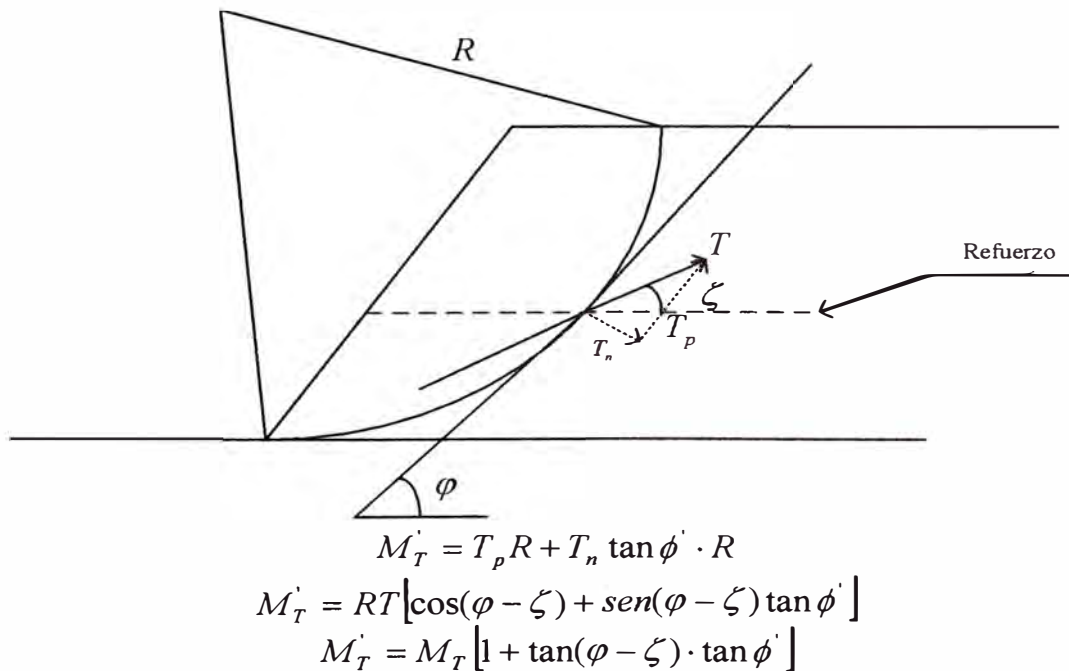


Figura 1.12 – Análisis de estabilidad considerando que la tensión en el refuerzo incrementa la resistencia del suelo (Bonaparte et al., 1987).

Cuadro 1.3 – Métodos de análisis de equilibrio limite - *slope stability*.

Método	Superficie.	Espaciamiento.	Parámetros
Método Schmertmann (1987)	Bi – linear	Variável	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ $u = 0$
Método Leshchinsky e Boedeker (1989)	Espiral logarítmica	Constante	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$ $u = 0$
Método de Leshchinsky e Perry (1989)	Linear	Constante	$c = 0$ $20^\circ \leq \phi \leq 55^\circ$ $u = 0$
Jewell (1991)	Bi – linear	Variável	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 50^\circ$ $u > 0$

CAPITULO 2. INFORMACION GENERAL DEL SITIO

2.1 Ubicación

El área en estudio se encuentra en el departamento de Arequipa a una altitud aproximada de 3 900 msnm.

2.2 Clima

La localidad de la mina manifiesta un comportamiento típico de cuencas alto andinas. La temperatura de la zona durante los meses de lluvia tiene un rango corto de fluctuación y durante los meses secos se amplía este rango al presentarse las heladas. La temperatura media anual es de 5,7 °C, la mínima – 10 °C y la máxima 17,9 °C. De acuerdo al resumen meteorológico regional de la zona, la precipitación registrada es de 459,6 mm/año. De acuerdo a ese mismo documento, la velocidad de los vientos llega hasta 47 km/h, mayormente con dirección suroeste.

2.3 Geología

En la geología regional se reconocen cinco unidades bien definidas: rocas sedimentarias del mesozoico, rocas volcánicas del terciario, rocas intrusivas del terciario, rocas volcánicas del cuaternario y depósitos aluviales.

El área del depósito de relaves en estudio se ubica sobre una terraza aluvial, con depósitos profundos de más de 30 m de gravas arenosas. La parte este y sureste del depósito se encuentra adyacente a los depósitos de relaves antiguos.

2.4 Hidrología

El estudio de hidrología fue desarrollado a partir de la reciente información meteorológica proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

El área del proyecto presenta un amplio valle, en el cual discurre un río, el mismo que es el principal colector de las aguas que llevan numerosas quebradas aledañas, que bajan de las partes altas ubicadas principalmente hacia el este y oeste del área en mención.

El régimen de precipitaciones mensuales indica que la temporada lluviosa ocurre entre los meses de diciembre a marzo y el periodo seco entre los meses de abril a noviembre, en este último las precipitaciones pueden ser nulas.

Las precipitaciones para los diversos periodos de retorno han sido calculadas en base a los datos de precipitaciones máximas de 24 Horas de una estación pluviométrica cercana a la zona. El Cuadro 2.1 muestra los resultados.

Cuadro 2.1
Precipitación máxima esperada
para diferentes periodos de retorno

Período de retorno (años)	Precipitación Máx.24 horas (mm)
50	64,7
100	72,1
500	89,4
1 000	96,8

La precipitación máxima probable (PMP) ha sido calculada mediante la metodología de Hershfield y asciende a 227,6 mm. El re-crecimiento del depósito de relaves ha sido diseñado asumiendo la ocurrencia de la PMP durante el periodo de operación.

El régimen de caudales mensuales se estimó mediante balance hídrico, debido a que no se cuenta con información en la zona. Los caudales máximos instantáneos se estimaron en función de la precipitación máxima de 24 horas. El Cuadro 2.2 muestra los caudales del río cercano a la ubicación del Depósito de Relaves.

Cuadro 2.2
Caudales máximos instantáneos
para diferentes periodos de retorno

Período de retorno (años)	Caudal (m³/s)
100	399,01
500	580,63
1 000	662,55
PMP	2 209,88

2.5 Hidrogeología

Como parte del alcance del trabajo se ha realizado la evaluación de la información hidrogeológica disponible proveniente de piezómetros existentes ubicados en los depósitos de relaves colindantes, con la finalidad de plantear los requerimientos necesarios para llevar a cabo posteriormente un estudio hidrogeológico detallado.

Dicha información contiene datos de profundidades de agua. Las coordenadas de los piezómetros y la información de profundidades de agua se muestran en los Cuadros 2.3 y 2.4 respectivamente.

Cuadro 2.3
Ubicación de piezómetros

Piezómetro	Ubicación	Este (m)	Norte (m)
P1	Deposito 2	786 415,609	8 309 332,014
P2	Deposito 3	786 522,000	8 309 281,000
P3	Deposito 4	786 269,555	8 309 349,917
Poza de Drenaje	Deposito 4	S.D.	S.D.

S.D.:Sin Dato

Ver plano IG-01

Cuadro 2.4
Profundidades de agua registradas en piezómetros (m)

	P1	P2	P3	Poza de Drenaje
Registros	2008	2008	2008	2008
Enero	22,20	17,30	27,15	6,50
Febrero	22,25	17,30	27,20	6,50
Marzo	22,30	17,35	27,25	6,55
Abril	22,40	17,40	27,30	6,60
Mayo	22,50	17,45	27,30	6,55
Junio	22,45	17,50	27,40	6,55
Julio	22,50	17,45	27,45	6,60
Agosto	22,45	17,50	27,40	6,55
Setiembre	22,50	18,10	26,50	6,40
Octubre	22,80	18,15	25,00	6,30
Noviembre	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.
Diciembre	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.

S.D.: Sin Dato

2.5.1 Evaluación de la información de niveles registrados en los piezómetros

La información del Cuadro 2.4 correspondiente al año 2008 se presenta esquemáticamente en el Figura 2.1. De acuerdo a este Figura se observa:

- En los piezómetros P1 y P2 se tiene un comportamiento estacional asociado con la precipitación, durante los meses de lluvia (enero a marzo) la napa es menos profunda, mientras que durante el resto del año la napa es más profunda.
- En el piezómetro P3, durante los primeros 8 meses las lecturas muestran un comportamiento estacional, es decir durante los meses de lluvia (enero a marzo) la napa es menos profunda, mientras que de abril a agosto la napa es más profunda. Sin embargo las lecturas de setiembre y octubre muestran un descenso súbito de nivel que se aparta del comportamiento estacional.

- La poza de drenaje muestra un comportamiento similar al piezómetro P3.
- La comparación de las lecturas de los piezómetros P1, P2 y P3 en los meses de abril de 2003 y abril de 2008, muestra que en el 2003 la napa freática estaban más elevada, esto podría asociarse con la ocurrencia de mayores precipitaciones en dicho año en comparación con el año 2008. Sin embargo, los registros pluviométricos muestran que el año 2003 correspondió a un año seco.

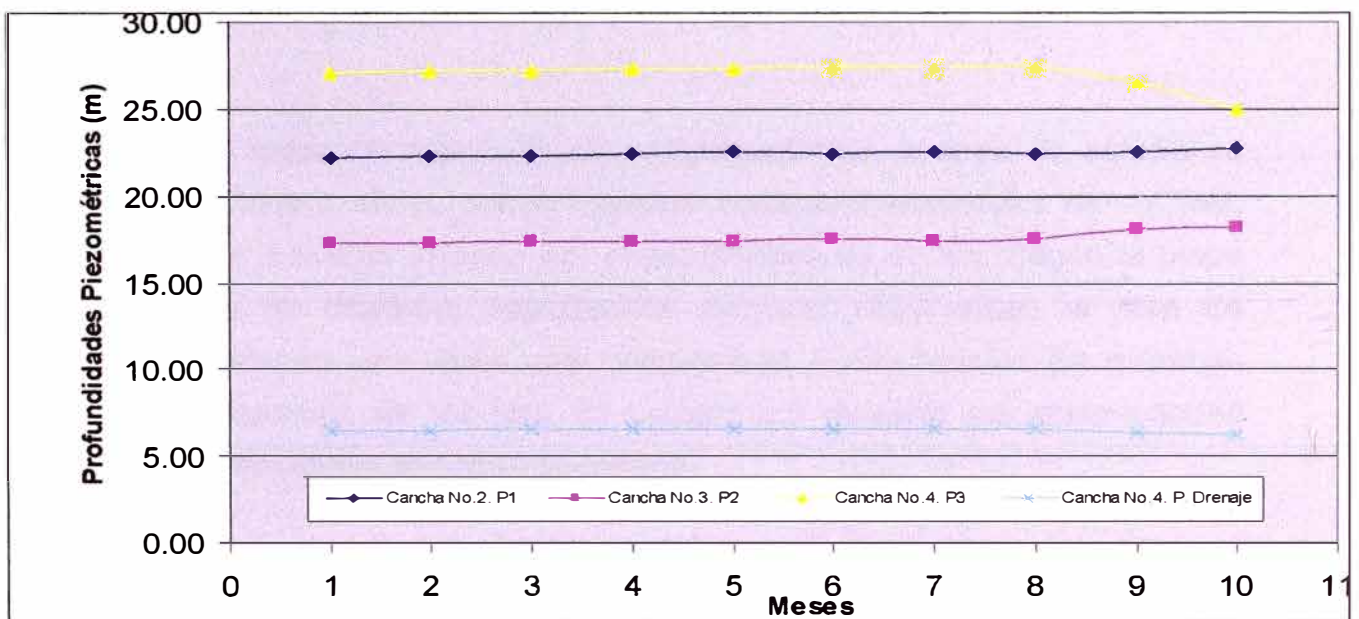


Figura 2.1 – Registros de profundidades piezométricas – Año 2008.

- Las mediciones de profundidades de agua del acuífero muestran en general un comportamiento estacional asociado con la ocurrencia de precipitaciones. Esto indicaría que las zonas de recarga del acuífero se encuentra cercanas a la ubicación del proyecto. Sin embargo, en los meses de setiembre y octubre, se han observado desviaciones de este comportamiento en los piezómetros P3 y en la poza de drenaje. Es necesario contar con más información para arribar a conclusiones más consistentes.

- No se cuenta con información de las cotas superiores de los piezómetros que permitan determinar las cotas de aguas subterráneas e inferir un patrón de flujo.

2.6 Sismicidad

El Instituto Geofísico del Perú (IGP) considera que el área del proyecto se ubica en una zona de sismicidad alta. La región puede ser afectada por movimientos tectónicos que se manifiestan mediante actividad sísmica con focos superficiales y profundos. Los sismos con epicentros profundos se asocian a la gran zona de falla producto de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa continental sudamericana.

De acuerdo al mapa de regionalización sismotectónica, el área de estudio se localiza en la Zona 3, en la cual se registran posibles intensidades de VIII MM; esta zona tiene actividad sísmica con profundidades de 60 km. Según el mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas observadas, el área de estudio se ubica en una zona que corresponde a ocurrencias de máximas intensidades sísmicas de VII MM. El Cuadro 2.5 muestra las aceleraciones máximas para diferentes periodos de retorno.

Cuadro 2.5

Aceleración máxima esperada para diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno (años)	Aceleración Máxima del Terreno
30	0,17 g
50	0,21 g
100	0,25 g
500	0,40 g

Para el área de estudio se consideraron periodos de retorno de 475 años para el sismo de diseño, lo que corresponde a estructuras con una exposición sísmica de 50 años con una probabilidad de excedencia de 10%. Para este evento, la aceleración horizontal máxima es de 0.40g en el basamento rocoso o terreno firme.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis determinísticos y probabilístico, se recomienda utilizar como sismo de diseño el valor de aceleración máxima horizontal correspondiente al evento de 500 años de periodo de retomo, equivalente a 0.40g, para todas las estructuras de la Unidad Minera localizadas en roca ó suelo firme.

Debido a que la aceleración pico en el terreno sólo se mantendría por una determinada fracción de tiempo, la aceleración de diseño promedio (generalmente referida como el coeficiente sísmico horizontal) actuando sobre la masa crítica, se asume que será entre 1/2 a 2/3 del valor pico. Esta recomendación es consistente con las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Franklin, 1984), quienes sugieren el uso de un coeficiente sísmico pseudo-estático igual al 50% de la aceleración pico de diseño. La recomendación del Cuerpo de Ingenieros está basada en la aplicación del método de Newmark para calcular desplazamientos permanentes en presas de tierra utilizando más de 350 registros sísmicos, concluyéndose que estas estructuras analizadas con el método pseudo-estático con factores de seguridad mayores que 1.0 utilizando un coeficiente sísmico horizontal de 0.5xPGA no desarrollan deformaciones mayores a 1 metro, que es un valor arbitrario que puede ser tolerado por presas de tierra.

CAPITULO 3. CRITERIOS DE DISEÑO

3.1 Objetivos del diseño

Los principales objetivos asociados al diseño del re-crecimiento del Depósito de Relaves son los siguientes:

- Cumplir con las normas de diseño y desarrollar el diseño del re-crecimiento del Depósito de Relaves para el periodo de operación considerando posteriormente el diseño de las estructuras asociadas al cierre del mismo.
- Almacenar en forma segura los relaves en un depósito diseñado bajo estándares y normas internacionales.

3.2 Alcances del trabajo

Se han desarrollado los siguientes trabajos:

- Colectar información existente; incluyendo información de trabajos de geotecnia anteriormente realizados, estudio de riesgo sísmico, detalles del análisis de estabilidad.
- Visita de campo para definir los trabajos requeridos y para inspeccionar las estructuras existentes.
- Trabajos de investigación geotécnica de campo (calicatas) y ensayos de laboratorio.
- Caracterización de los materiales existentes en la fundación del dique a proyectar.
- Análisis geotécnicos a fin de evaluar la estabilidad física de las estructuras proyectadas.
- Diseño de detalle de la estructura incluyendo la configuración del dique de contención y sistema de subdrenaje.
- Diseños de las obras auxiliares incluyendo canales, cunetas, aliviadero, pozas;entre otros.

3.3 Criterios de diseño

Los criterios para todos los aspectos del diseño de la sección transversal del dique son los siguientes:

- Elevación máxima del dique: 3 811,4 msnm.
- Nivel máximo de relaves 3 811,0 msnm.
- Borde libre 0,4 m
- Utilizar relleno común par conformar el cuerpo del dique
- Instalación de piezómetros en el cuerpo del dique, para el monitoreo de posibles fugas que pudiesen haber a través del sistema de revestimiento geosintético.
- El factor de seguridad para condición de carga estática en el periodo de operación debe ser mayor o igual a 1,4.
- El factor de seguridad para la condición de carga estática durante el cierre de la mina deberá ser mayor o igual a 1,5.
- El Factor de seguridad para la condición de carga dinámica en el periodo de operación debe ser mayor a 1,0.
- Utilizar el sistema de MSR con geomallas en la parte superior, a todo lo largo de la cresta del actual dique, con la finalidad de reducir los volúmenes de relleno.
- Mantener los sistemas de monitoreo de aguas ácidas y añadir piezómetros para asegurar la integridad de las estructuras, calidad del agua y controlar posibles fugas que pudiesen haber a través del revestimiento geosintético.

Los criterios de diseño para el re-crecimiento del Depósito de Relaves se muestran en la Tabla 3.1.

3.4 Normas de diseño

Las bases y criterios de diseño adoptados en el presente estudio se basan en estándares internacionales para el diseño de presas. Particularmente, el diseño del depósito cumple con las siguientes guías y recomendaciones:

- Ministerio de Energía y Minas. Guía ambiental para el manejo de drenaje ácido de minas.

- Ministerio de Energía y Minas. Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de residuos sólidos provenientes de actividades mineras.
- Ministerio de Energía y Minas. Protocolo de monitoreo de calidad de agua subsector minería.
- CANMET – CETEM. Manual on cover system design for reactive mine waste.
- Canadian Dam Safety Association (CDSA) “Dam Safety Guidelines for Existing Dams”, 1995.
- International Commission on Large Dams (ICOLD), particularmente ICOLD Bulletin 98 “Tailings Dams and Seismicity – Review and Recommendations”, 1995.

CAPITULO 4. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la ejecución del presente estudio se realizó un programa de investigaciones geotécnicas de campo con la finalidad de evaluar las características y propiedades de los materiales de la fundación del área de recrecimiento del “Depósito de Relaves”. Para la ejecución de las investigaciones se han realizado ensayos de densidad de suelos in-situ, excavación de calicatas, también se tomaron muestras representativas de suelos (fundación, material de baja permeabilidad (BP) y materiales de cantera) para llevar a cabo las pruebas de laboratorio y así determinar los parámetros de resistencia.

En el Plano GE - 01, se muestran las ubicaciones de las calicatas y ensayos realizados en la zona del proyecto. El Plano GE - 02 muestra los perfiles estratigráficos.

4.1 Ensayos de densidad de suelos in-situ

Fueron realizados ensayos de densidad in-situ por el método del cono de arena (según ASTM D 1556) y por el método de reemplazo de agua (ASTM 5030), realizándose un total de 13 ensayos de densidad in-situ, al pie en el talud del Depósito de Relaves, con la finalidad de determinar el peso unitario y la compacidad de los materiales. En la Tabla 4.1 se muestra los resultados y ubicación de los ensayos.

4.2 Calicatas

Con la finalidad de complementar el conocimiento de las propiedades y condiciones geotécnicas (humedad, densidad, resistencia al corte y permeabilidad) del suelo de fundación, se han excavado un total de catorce (14) calicatas hasta una profundidad máxima de 5,60 m, donde se han extraído muestras para los respectivos ensayos de laboratorio.

Las calicatas C-1, C-2, C-3, C-4 y C-5 ubicadas al pie del talud del Depósito de Relaves presentan una primera capa de limo orgánico (Top soil) en promedio 40 cm, seguido de suelo aluvial (GP) hasta la profundidad explorada, conformado

por grava pobremente gradada con matriz de arena de grano medio a grueso. La humedad del suelo varia con la profundidad de poco húmeda a húmeda, así también la compacidad varia de suelta a compacta, bolonería subredondeada aislada de tamaño máximo entre 20% y 35% aproximadamente.

Las calicatas C-7 y C-14, ubicadas en la zona del parque ecológico, presentan un primer estrato de limo en estado semidenso (top soil), luego un estrato de arena limosa de 1,30 m de espesor, de color gris, muy húmeda, poco plástica y de compacidad suelta. Este material es procedente de los relaves almacenados anteriormente observándose filtraciones de agua en ese mismo estrato. Continuando con la excavación se encontró material orgánico que nos indica la presencia del terreno natural.

Las calicatas C-6 y C-7, ubicadas en la zona norte del Depósito de Relaves, presentan un primer estrato de arcilla arenosa de color marrón oscuro, muy húmedo, plasticidad media de consistencia semicompacta. En este mismo estrato se observo un lente de arena de 10 cm de espesor. Luego continúa un estrato de grava pobremente gradada con matriz de arena de grano medio a grueso, medianamente húmeda, la compacidad varía con la profundidad de suelta a compacta, presente bolonería subredondeada aislada de tamaño máximo entre 15% y 25% aproximadamente.

4.3 Nivel freático

Durante la evaluación geotécnica de campo se ha detectado la presencia de filtración de agua subterránea en las calicatas C-7 y C-14 ambas ubicadas en el perímetro del parque ecológico muy cerca a las pozas de agua. En el resto de calicatas y sondajes no se ha detectado presencia de agua subterránea.

4.4 Ensayos en los materiales de fundación del Depósito de Relaves

En general, los materiales que conforman la fundación del área del Depósito de Relaves están constituidos de gravas pobremente gradadas (GP) con finos no plásticos en cantidades inferiores a 5%.

4.5 Descripción de las canteras

A partir de los requerimientos de materiales para la construcción del recrecimiento del Depósito de Relaves, se realizó la caracterización geotécnica de los materiales de las canteras mediante ensayos de laboratorio. El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio es presentado en la Tabla 4.2.

4.5.1 Canteras de relleno común

La cantera Misahuanca está compuesta por gravas y arenas limosas mal gradadas (GP-GM o SP-SM) con finos no plásticos a finos de baja plasticidad en cantidades inferiores a 10%. Los resultados del ensayo de Proctor modificado realizados en el material de cantera reportan una Máxima Densidad Seca (MDS) de 18,81 kN/m³ y un Contenido de Humedad Óptimo (OCH) de 8,2%. Cabe mencionar, que estos resultados fueron menores a los reportados en estudios anteriores en donde los valores alcanzan en orden de 20,9 kN/m³.

Para complementar los parámetros de conductividad hidráulica a los que ya existen, de estudios anteriores, se realizó un ensayo de permeabilidad de pared flexible. Los resultados son mostrados en el “Anexo A-4-Ensayos de laboratorio”, donde se obtuvieron valores de permeabilidad de 3,4x10⁻⁶ m/s al ser compactado al 95% de su máxima densidad seca.

La cantera de relleno común de Mishuanca ha sido seleccionada como la cantera principal en la construcción del re-crecimiento del Depósito de Relaves N° 4.

4.5.2 Canteras de baja permeabilidad (BP)

La cantera de arcilla Huilluco será la cantera principal para ser utilizada como material de baja permeabilidad. Los parámetros de resistencia fueron tomados de ensayos triaxiales, realizados anteriormente en el año 2007 (ver Reporte 201-013-32-2007), en donde reportan que el material tiene una cohesión de 10 kPa y un ángulo de fricción de 35°. De manera similar para determinar los parámetros de conductividad hidráulica se utilizó información de estudios anteriores (ver reporte 201-013-32-2007) donde se reportaron valores de permeabilidad que

varían de $1,5 \times 10^{-8}$ m/s a $2,7 \times 10^{-8}$ m/s al compactar el material 98% de su máxima densidad seca.

4.5.3 Desmante de mina (Prometida)

Los materiales del desmante de mina almacenados en Prometida se clasifican como gravas arcillosas con arena (GC) con finos de plasticidad baja a media. En promedio el material presenta una gradación compuesta por 41% de gravas, 38% de arenas y 21% de finos.

Los resultados de los ensayos de proctor modificado indican que la máxima densidad seca (MDS) es de $22,1 \text{ kN/m}^3$ y el contenido de humedad óptimo (OCH) de 6,0%

CAPITULO 5. RE-CRECIMIENTO DEL DEPÓSITO DE RELAVES

5.1 Antecedentes

Considerando que la producción diaria actual 3 500 TM (toneladas métricas) requiere de una mayor capacidad de almacenamiento de relaves tal como se menciona en el Capítulo 3.0, el proyecto consideró proyectar inicialmente la máxima capacidad disponible dentro de los límites de propiedad establecidos en los criterios de diseño (ver Tabla 3.1).

Bajo este concepto, el re-crecimiento del Depósito de Relaves proyectaba incrementar la altura del dique actual en 12 metros, es decir desde la cota 3 804,4 msnm hasta la cota 3 816,40 msnm abarcando el Depósito de Relaves N° 2 y parte del depósito N° 3.

Para tal fin era necesario construir un dique de contención de 10 metros de altura sobre el actual Depósito de Relaves N° 3; sin embargo, a partir de los resultados de los ensayos CPT realizados anteriormente, se determinó que los relaves existentes de la relavera N° 3 estaban conformados por arenas limosas, limo y lentes de arcillas de baja plasticidad con zonas saturadas, las cuales presentan un comportamiento contractivo, es decir, que en condiciones no drenadas el material pierde resistencia, lo cual origina problemas de asentamiento diferencial y riesgo de licuefacción.

Bajo estas circunstancias, fue descartada la posibilidad de construir un dique de contención sobre la actual relavera N° 3 y fue replanteado el diseño del re-crecimiento del Depósito de Relaves N° 4, sobre el dique de contención del mismo Depósito de Relaves N° 4.

El diseño considera alcanzar una capacidad de almacenamiento de aproximadamente 2,3 Mt (millones de toneladas métricas), a partir de la cota actual del dique de contención existente 3 804,40 msnm hasta la cota proyectada 3 811,40 msnm, es decir 7 metros de altura, equivalente a un horizonte de operación estimado de 21 meses para una tasa de producción de 3 500 TM/día. Cabe mencionar que el re-crecimiento del depósito se encuentra

dentro de los límites de concesión de beneficio actual. El Plano DC - 01 muestra la configuración final del re-crecimiento del dique de contención.

Para el diseño del recrecimiento del depósito de relaves se han considerado los siguientes aspectos:

- La fundación existente del depósito;
- Condiciones actuales del dique existente;
- Muro de suelo reforzado con geomallas;
- Re-ubicación de la carretera y canal perimetral existentes;
- Material de relleno del re-crecimiento del dique existente;
- Revestimiento geosintético del re-crecimiento
- Balance de Aguas

El Plano AG - 01 muestra la configuración final del re-crecimiento. A continuación se describen cada uno de estos aspectos:

5.2 Fundación

El suelo de fundación del re-crecimiento del Depósito de Relaves se encuentra sobre el actual dique de contención y la terraza aluvial. A partir de los ensayos de campo realizados en el área del proyecto, se ha determinado que los suelos de fundación del dique están constituidos por gravas arenosas pobremente gradadas (GP) de compacidad medianamente densa y se consideran apropiados para la fundación del re-crecimiento del dique. En la zona sureste el dique se encuentra apoyado sobre relaves antiguos clasificados como arenas limosas.

Para conocer el nivel freático se instalan piezómetro, en el IG - 01 se muestra la ubicación de los piezómetros propuestos, así como, secciones típicas de ubicación.

5.3 Condiciones del dique

El dique existente del depósito de relaves alcanza la cota 3 804,40 m, y está formado por relleno común y material de desmonte de mina (PAG) encapsulado con material de baja permeabilidad (BP). Presenta taludes de 1,9H:1V y tiene un ancho de cresta de 4,5 metros en todo el perímetro. Según la evaluación in-situ

de los elementos y estructuras asociadas al depósito de relaves existente, el dique de contención existente es estable y es factible el re-crecimiento proyectado hasta alcanzar las cotas de diseño establecidas en el proyecto. El área interior del depósito de relaves generada por el re-crecimiento del dique, tendrá doble recubrimiento de geomembrana en todo el perímetro del dique; y en la zona Este el depósito será cubierto con GCL y geomembrana. Ver Plano DC - 05.

5.4 Muro de suelo reforzado con geomallas

Para reducir el área ocupada por el talud externo, debido al límite de propiedad en la zona norte (propiedad Huisacayna) y para reducir el volumen de relleno, fueron diseñados muros de suelo reforzados con geomallas uniaxiales.

En la zona colindante con la propiedad Huisacayna ubicada al norte del Depósito de Relaves existente, fue proyectado un muro reforzado de aproximadamente 320 metros de largo y 12 metros de altura con una inclinación de 70 grados. Paralelo a este muro ha sido diseñado un canal de concreto para desaguar el agua proveniente de las lagunas del parque ecológico.

El muro superior reforzado cuenta con gaviones (Sistema Terramesh) como paramento frontal y un ancho de cresta de 8 metros. Este se encuentra ubicado a todo lo largo del perímetro del dique existente, en una extensión aproximada de 1 400 metros de largo y 7 metros de altura. En un futuro podría incrementar su altura en 5 metros hasta llegar a la cota 3 816,40 msnm.

Los Planos DC – 03 al DC - 06 muestran las secciones típicas y detalles de cada uno de los muros reforzados.

5.5 Re-ubicación de la carretera y canal perimetral

Debido al re-crecimiento del dique de contención en la zona oeste del actual Depósito de Relaves se deberá re-ubicar la carretera y canal perimetral existente.

La carretera de 6 metros de ancho será re-ubicada en un tramo de aproximadamente 727 metros, contará con una capa de rodadura de 150 mm de espesor y permanecerá paralela al canal de riego existente.

El canal de riego existente será modificado en un tramo de 972,90 metros de longitud aproximadamente, ubicado en el perímetro de la presa junto a la carretera de acceso. El canal está diseñado para transportar un caudal de aproximadamente 100 l/s cumpliendo únicamente la función de transporte de agua de riego. Se prevé un espacio libre de tres metros mínimo entre el pie del talud de la presa y el canal.

5.6 Material de relleno para el re-crecimiento del dique

El material de relleno común ha sido considerado para el diseño de los muros de refuerzo y el re-crecimiento del dique de contención. De considerar CMB la utilización del material de desmonte de Mina (PAG) como parte del relleno para conformar el cuerpo del dique, se recomienda realizar una revisión del diseño utilizando los parámetros de suelo para este tipo de material, considerando que el PAG debe quedar encapsulado con material de baja permeabilidad, además de no permitir el contacto con las geomallas de refuerzo y será necesario incluir un sistema de drenaje que permita monitorear la calidad del agua y conducirla hasta el nuevo buzón de recepción de agua de subdrenes.

5.7 Revestimiento del re-crecimiento

Con el objeto de controlar las filtraciones producidas por el agua de los relaves depositados aguas arriba del dique, se colocará en la zona Este, colindante con el Depósito de Relaves antiguos un revestimiento geosintético de arcilla (GCL) y sobre éste se colocará una geomembrana de HDPE de 1,5 mm (60 mil) de espesor.

A todo lo largo del muro superior reforzado se colocarán dos geomembranas HDPE de 1,5 mm (60 mil) de espesor y entre el gaviones y la geomembrana un geotextil no tejido de 500 gr/cm² como medida de protección para evitar daños en la geomembrana, la cual estará en contacto constante con el gavión.

5.8 Balance de aguas

El balance de aguas ha sido efectuado simulando el manejo del agua sobrenadante sobre los relaves a lo largo del periodo de operación del depósito de relaves. La simulación permitirá evaluar el borde libre asignado a la presa de relaves, así como también estimar el flujo que será bombeado a la planta de tratamiento.

5.8.1 Criterios de manejo de aguas

El balance de aguas toma en cuenta la producción de relaves y su transporte en forma de pulpa, el volumen de agua sobrenadante, el bombeo de los excedentes, el efecto de la precipitación sobre el embalse, el efecto de la evaporación en las áreas seca y húmeda del relave, la cantidad de agua retenida en el material de relave y el volumen mínimo a mantener dentro del embalse.

Los criterios de manejo de aguas para la presa son los siguientes:

- El depósito tendrá suficiente capacidad para almacenar el agua sobrenadante sobre los relaves más el volumen de agua asociado al PMP que podría ocurrir durante la vida útil de la presa.
- El espejo del agua sobrenadante estará confinado a un 75 % del área de la cancha de relaves. Los posibles excesos estarán controlados mediante el sistema de bombeo hacia una planta de tratamiento.
- Los relaves deberán ser conformados con una pendiente mínima de 1%

La evaluación del balance de aguas se basa en los datos mostrados en el siguiente cuadro:

Cuadro 5.1
Datos básicos para el balance de aguas

Parámetros	Valores
Precipitación promedio anual	459,6 mm
Evaporación promedio anual	1 555,1 mm
Precipitación máxima probable	227,6 mm

Área contribuyente a la presa incluyendo espejo de aguas	0,36 km ²
Producción de relaves	3 500 ton/día
Contenido de sólidos en los relaves en pulpa	45,56 % por peso
Densidad seca de los relaves	1,4 tn/m ³
Gravedad específica de partículas de relaves.	2,7
Tasa de infiltración	No habrá Filtraciones

Los datos de precipitación corresponden a una estación cercana al área en estudio operada por SENAMHI, donde se tiene información correspondiente al periodo 1969-2007. Los datos de evaporación fueron tomados del reporte de línea base ambiental efectuado anteriormente en el año 2004, donde se realizaron estimaciones de la evaporación en función de parámetros climatológicos de una estación Meteorológica cercana a la mina. Para los análisis se ha empleado los promedios mensuales durante el periodo disponible de información. Dicha información se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro 5.2
Precipitación y evaporación media mensual representativa

Precipitación	Evaporación
106,1	149
109,9	134
92,3	141
30,9	119
3,8	103
1,6	94
2,7	108
5,6	125
9,5	138,0
13,5	151,1
29,1	144,5
54,6	149,2

5.8.2 Metodología del balance de aguas

El balance realizado ha sido planteado a fin de calcular el volumen almacenado para ser bombeado hacia la planta de tratamiento de tal manera que en todo momento se mantenga un espejo inundado del 75% del área de relaves.

El análisis se ha realizado a nivel mensual a lo largo de los 7 años esperados de operación, se ha simulado el crecimiento del depósito de relaves mes a mes en función de la producción esperada y de la geometría del vaso resultante.

La ecuación fundamental para la realización del balance de aguas es:

Volumen Disponible a ser bombeado = Ingresos - Egresos

Donde:

Ingresos = Volumen de Precipitación Sobre Espejo + Volumen Escurrido desde las Laderas + Volumen de Agua en Pulpa

Egresos = Volumen Evaporado sobre Relaves + Volumen de Agua Retenida en Relaves + Volumen de Agua no Disponible para Bombeo + Volumen de Filtraciones

Los volúmenes son calculados de acuerdo a:

Volumen de Precipitación Sobre Espejo = Precipitación Media x Área de Espejo.

$$\text{Volumen de Agua en pulpa} = \frac{\text{Produccion diaria} \times \left(\frac{1}{\% \text{ Solidos en pulpa}} - 1 \right) \times \text{Nro. Dias}}{\text{Densidad del Agua}}$$

Volumen Evaporado = Evaporación Media x Área de Evaporación

Volumen de Agua retenida en relaves = Producción diaria de relaves x (% Agua retenida) x Nro. Dias

Donde:

$$\% \text{Agua Retenida} = 100 \times \left(\frac{\text{Densidad del Agua}}{\text{Densidad Seca del Relave} \times \text{Gravedad Especifica de particulas del relave}} - 1 \right)$$

Volumen de Agua no disponible para bombeo = Volumen de Poza en el mes actual – Volumen de Poza en el mes anterior

Volumen de Filtraciones = Tasa de Filtración Diaria x Numero de Días por mes.

Dado que la fundación esta impermeabilizada con geomembrana no se espera filtraciones al subsuelo.

5.8.3 Resumen de resultados

Tasas de bombeo

Los resultados del balance efectuado se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 5.3
Resumen de tasas de bombeo durante la operación

Parámetros	Valores
Caudal Disponible para Bombeo:	
Máximo:	138 m ³ /hora
Mínimo:	58 m ³ /hora
Promedio:	107 m ³ /hora

Niveles máximos de agua y de relaves

Al final de la operación del depósito de relaves:

- Los relaves alcanzaran la elevación máxima de 3 811,00 msnm.
- En caso de ocurrir la precipitación máxima probable (PMP) el nivel del agua alcanzaría la elevación de 3 810,97 msnm en la zona del espejo de agua.

La Tabla 5.1 muestra los cálculos efectuados mes a mes durante el proceso de llenado.

5.8.4 Conclusiones

- En todo momento el espejo de agua estará limitado a un 75 % de la superficie de relaves.
- Los caudales de bombeo variaran entre 58 y 138 m³/hora, con un valor medio de 107 m³/hora.
- De ocurrir el evento de Precipitación Máxima Probable (PMP), la totalidad de la playa podría quedar inundada. Se recomienda que en todo momento el borde libre por encima de la elevación máxima de los relaves sea como mínimo 0,40 m llegando a la cota 3 811,40 msnm.

CAPITULO 6. ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES

6.1 Generalidades

Los análisis de infiltración y estabilidad de los taludes del dique forman parte del diseño para el re-crecimiento del Depósito de Relaves. El principal objetivo del análisis de infiltración, fue determinar los valores del flujo de agua que pasa a través del doble sistema contención impermeable y determinar las líneas piezométricas, a ser utilizadas en los análisis de estabilidad del re-crecimiento del depósito de relaves.

6.2 Secciones de análisis

El análisis de estabilidad realizado comprende tres secciones típicas (Sección B, Sección D y Sección F). La ubicación en planta de las secciones se presenta en la Figura 6.1. Las secciones indicadas consideran la configuración final del Depósito de Relaves correspondientes a la elevación final de la cresta 3 811,4 msnm y la elevación actual del Depósito de Relaves, elevación 3 804,4 msnm.

El análisis involucra además, la evaluación de la configuración del cuerpo del dique y establecer las propiedades de conductividad hidráulica de los materiales involucrados, utilizando información de ensayos de campo, laboratorio y estudios anteriores.

Sección B – Ubicada en la zona norte del Depósito de Relaves, colindante con el límite de propiedad de la mina. El dique está conformado por un muro de gaviones reforzado con geomallas uniaxiales (sistema terramesh) el cual cuenta con un talud proyectado aguas abajo de 1,6:1 (H:V) interceptado por un muro de 70° de inclinación de suelo reforzado con geomallas el cual limita con el límite de propiedad de la mina.

Sección D – Ubicada en la zona Oeste del Depósito de Relaves. El dique está conformado por un muro de gaviones reforzado con geomallas (sistema Terramesh) el cual cuenta con un talud proyectado aguas abajo de 1,9:1 (H:V) apoyado sobre la terraza aluvial.

Sección F – Ubicada en la zona sureste del Depósito de Relaves N° 4. El dique está conformado por un muro de gaviones reforzado con geomallas (sistema Terramesh) el cual cuenta con un talud proyectado aguas abajo de 2,5:1 (H:V) apoyado sobre relaves antiguos de consistencia firme.

El nivel de la napa freática para las secciones B, D y F, fue determinada a partir del análisis de infiltración, considerando doble sistema de revestimiento impermeable.

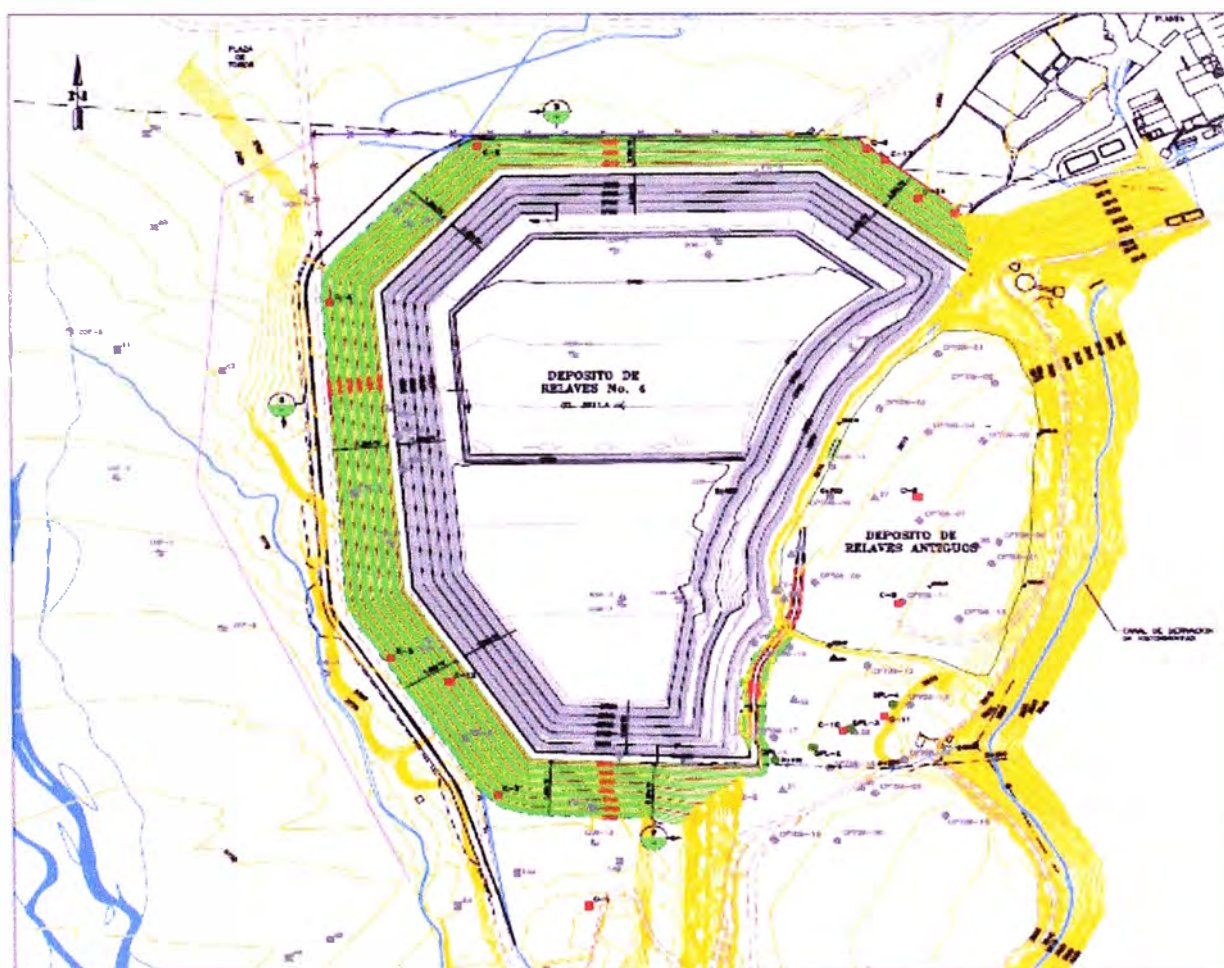


Figura 6.1 – Ubicación en planta de las secciones típicas para los análisis de infiltración y estabilidad.

6.3 Análisis de infiltración

6.3.1 Metodología análisis de infiltración

El análisis de infiltración del recrecimiento del Depósito de Relaves N° 4 fue desarrollado utilizando el programa de cómputo SEEP/W Versión 7.11 (GEO

STUDIO, 2007), el cual puede ser utilizado para modelar la distribución de presiones de poro dentro de los materiales porosos tales como suelo y roca fracturada. El programa permite que el usuario desarrolle un modelo generando una malla de elementos finitos, asignando las propiedades hidráulicas de los materiales para diversas zonas y especificando las condiciones de frontera. Asimismo, se puede incluir en el análisis un amplio rango de condiciones de frontera tal como la infiltración debido a las precipitaciones.

El resultado de los análisis de infiltración incluye valores de cargas totales, cargas de elevación y cargas de presiones. El programa de SEEP/W también genera resultados gráficos que ilustran el régimen de flujo y la distribución de cualquier de los parámetros mencionados tales como carga total, presiones de poros o gradiente hidráulico.

6.3.2 Propiedades de conductividad hidráulica

Para establecer las propiedades hidráulicas de los materiales se ha examinado e interpretado cuidadosamente la información obtenida de reportes anteriores, de los ensayos de campo y de los ensayos de laboratorio.

Los parámetros de conductividad hidráulica y resistencia utilizados en el análisis de infiltración y estabilidad del dique del Depósito de Relaves N° 4 se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 6.1

Parámetros de diseño para el análisis de infiltración en el cuerpo del dique

Descripción de Material	Conductividad Hidráulica (m/s)
Relleno Común	$3,4 \times 10^{-6}$
PAG	$8,5 \times 10^{-10}$
BP	$4,2 \times 10^{-8}$
Fundación-Aluvial	$1,0 \times 10^{-5}$
Fundación - Relaves	$3,0 \times 10^{-6}$
Relaves Saturados	$7,0 \times 10^{-5}$

Gaviones	$1,0 \times 10^{-5}$
GCL	$0,5 \times 10^{-10}$
Geomembrana	$1,0 \times 10^{-11}$

1. El valor de la conductividad hidráulica del GCL y geomembrana fueron proporcionados por el fabricante.

6.3.3 Casos del análisis de infiltración

Para el análisis de infiltración se han analizado los siguientes casos:

- Caso 1 - Sin ningún tipo de revestimiento impermeable.
- Caso 2 - Con doble revestimiento impermeable.

Los análisis de infiltración según el caso incluyeron las siguientes condiciones de borde:

- Flujo nulo a lo largo del borde vertical ubicado aguas arriba de la sección y el flujo nulo en la base de la sección.
- Carga hidráulica que alcanza la cota 3 811,0 msnm.
- Carga hidráulica aguas abajo del dique asociada a la presencia de una napa freática ubicada a -5,0 m por debajo de la superficie.
- Elementos infinitos a lo largo del borde vertical ubicado aguas abajo de la sección.

La Figura 6.2 muestra los parámetros de diseño para el análisis, los resultados son mostrados en las Figuras 6.3 a 6.5 para el caso 1 y en las Figuras 6.6 a 6.8 para el caso 2 respectivamente.

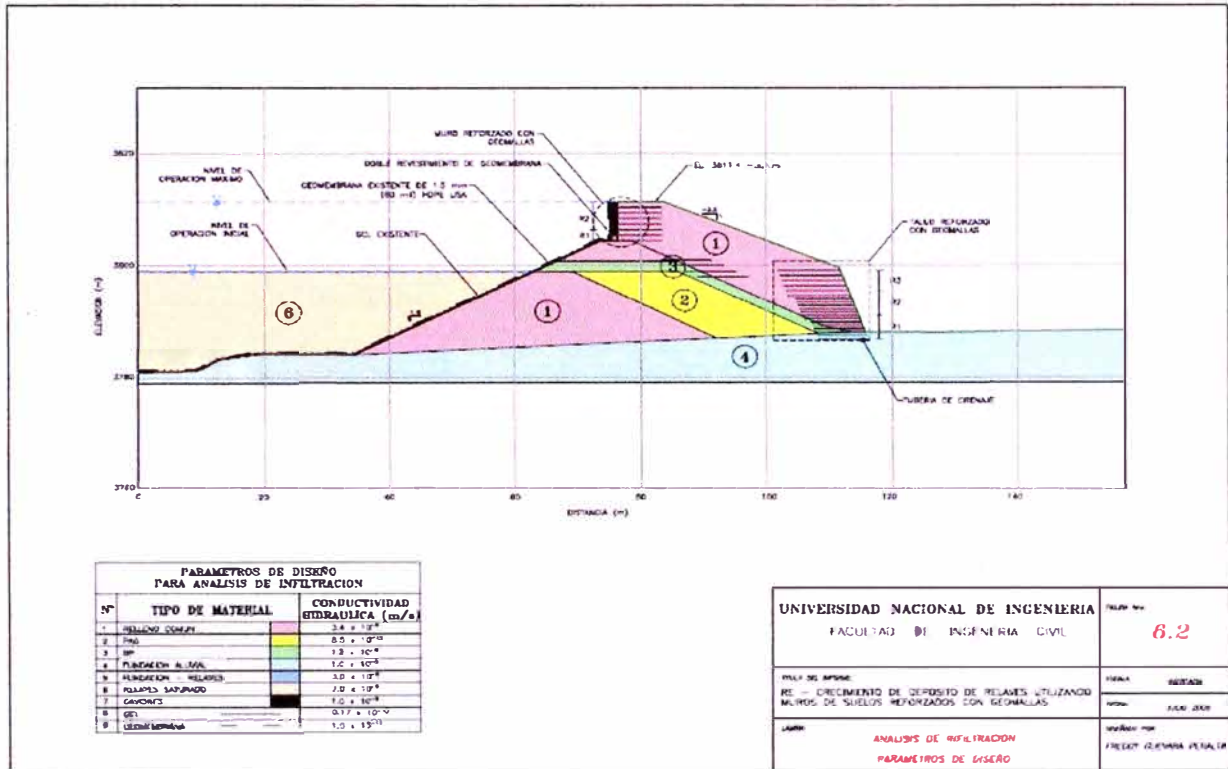


Figura 6.2 – Parámetros de diseño utilizados en los análisis de infiltración.

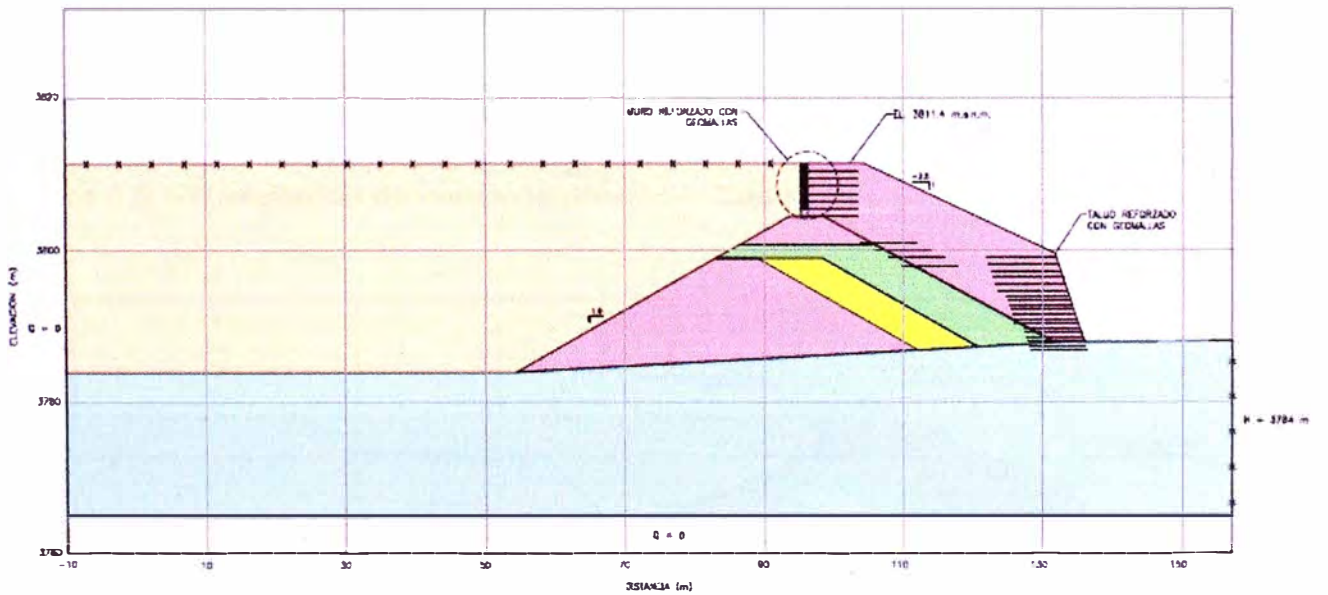


Figura 6.3 – Condiciones de contorno – Caso I

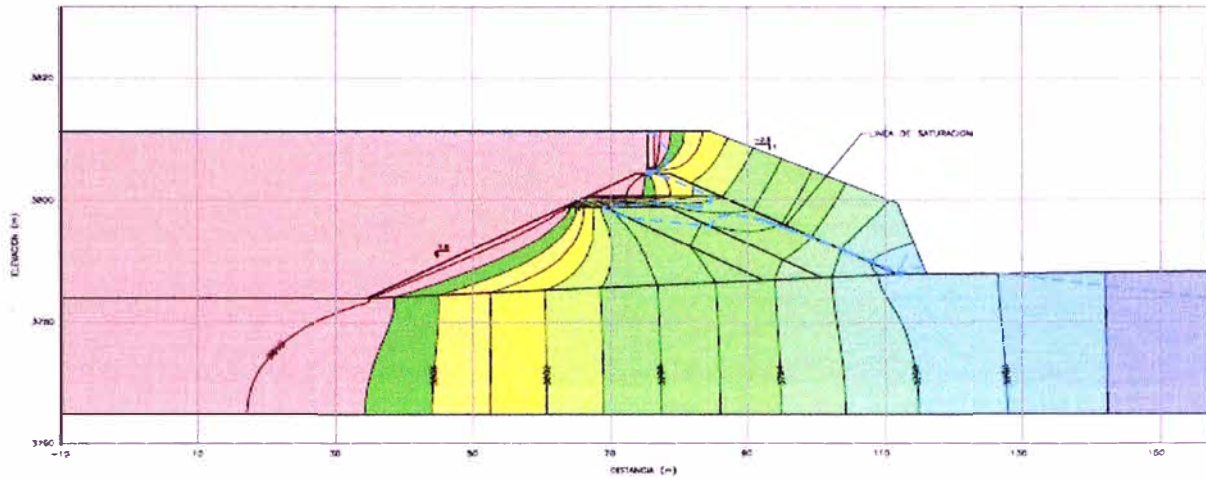


Figura 6.4 – Resultados de carga hidráulica – Caso I

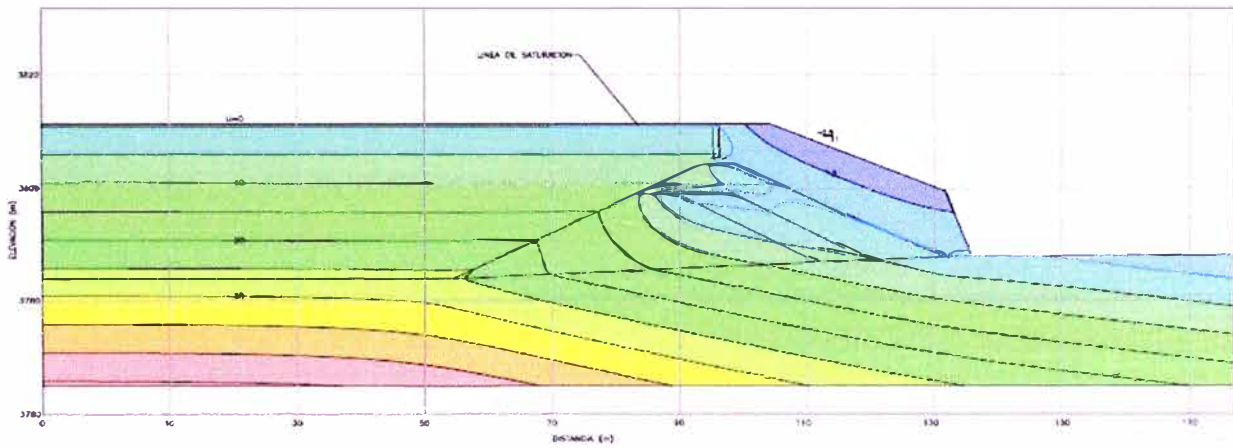


Figura 6.5 – Resultados de carga de presión - Caso I.

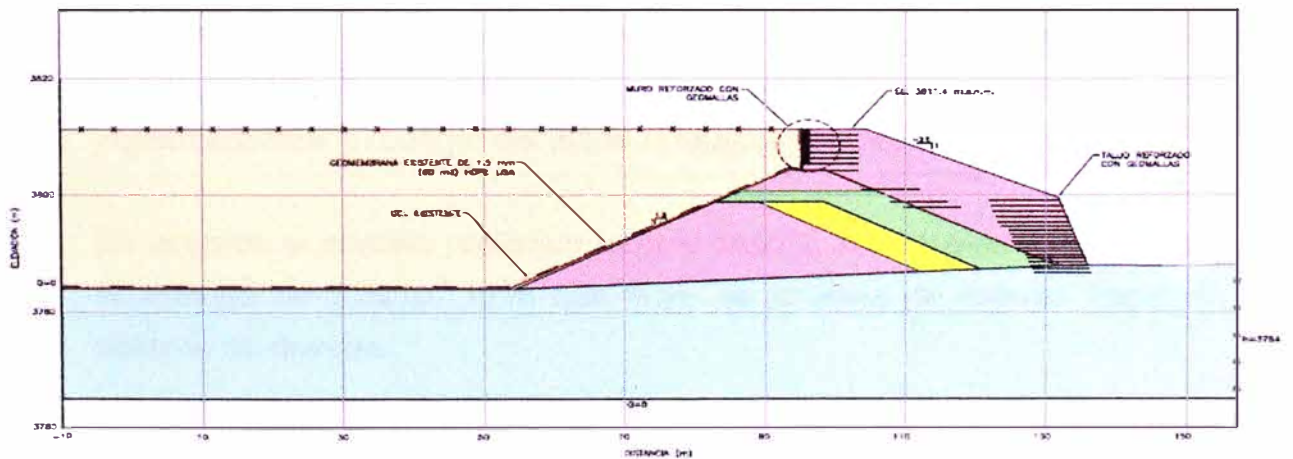


Figura 6.6 – Condiciones de contorno – Caso II.

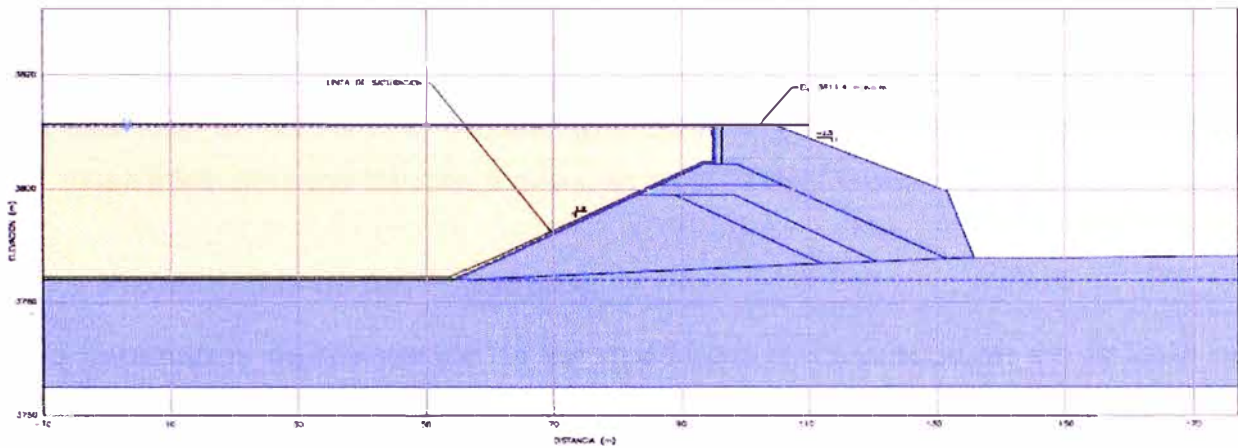


Figura 6.7 – Resultado de carga hidráulica – Caso II.

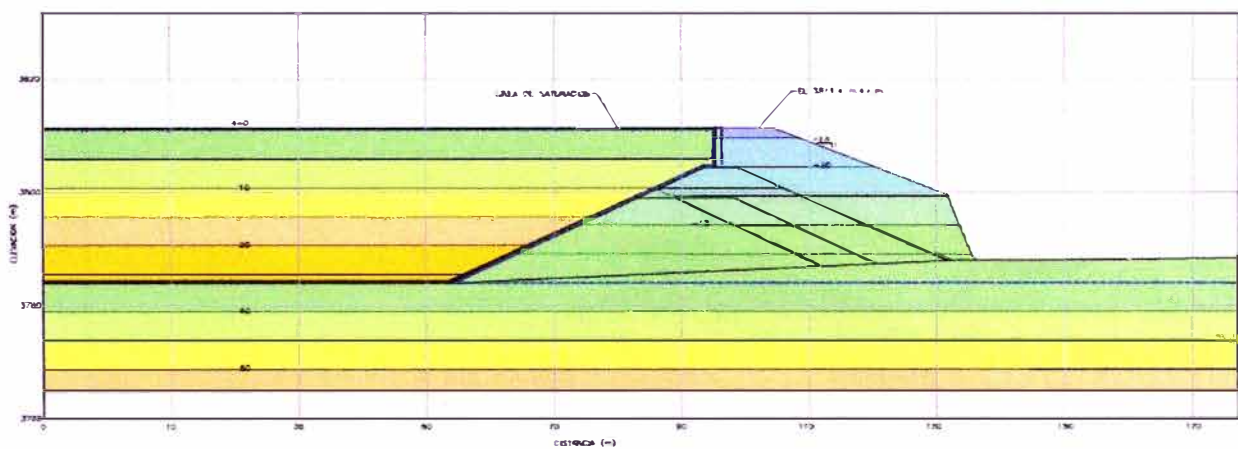


Figura 6.8 – Resultado de carga de presión – Caso II

6.3.4 Resultados de los análisis de infiltración

- Los resultados del análisis muestran que el doble sistema de revestimiento propuesto para el re-crecimiento, cumple con impermeabilizar el cuerpo del dique al interior del Depósito de Relaves
- De acuerdo al análisis realizado para el caso 2, se obtuvieron valores de filtraciones de $5,5 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ que fluye de la zona de relaves hacia el sistema de drenaje.
- Con la finalidad de detectar posibles filtraciones a través del revestimiento geosintético, se deberá mantener un monitoreo periódico del agua tanto de los piezómetros propuestos en el cuerpo del dique como del buzón de retención de agua de subdrenaje propuesto.

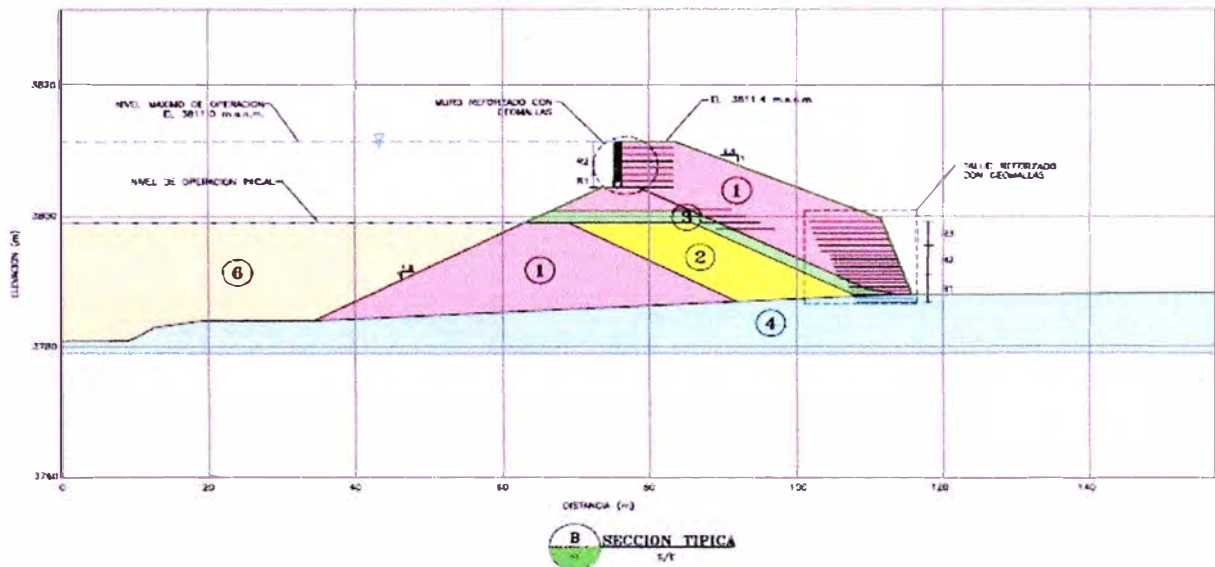
6.4 Análisis de Estabilidad

6.4.1 Introducción

En este ítem se presenta la metodología utilizada y los resultados de los análisis de estabilidad para los taludes del re-crecimiento del Depósito de Relaves N° 4.

6.4.2 Propiedades de los materiales

Los parámetros de resistencia de los materiales involucrados en los análisis de estabilidad fueron determinados en base a estudios anteriores, ensayos de campo y ensayos de laboratorio realizados para muestras representativas del área en estudio. Con esta información se elaboró el modelo geotécnico. Los modelos geotécnicos para cada sección se presentan en las Figuras 6.9 a 6.10.



PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES			
Nº	TIPO DE MATERIAL	PESO UNITARIO γ (kN/m ³)	PARÁMETROS EFECTIVOS ϕ° (kPa) c°
1	RELLENO COMÚN	21.00	0 28
2	PAG	22.00	0 37
3	BATA PERMEABILIDAD	21.00	0 50
4	FUNDACIÓN ALUVIAL	18.00	0 36
5	FUNDACIÓN RELAVES	15.00	0 30
6	RELAVES A DEPOSITAR	13.00	0 28
7	CAVANTES	18.00	0 40

PROPIEDAD DE LOS REFUERZOS			
GEOMALLA	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kN/m)		FACTORES DE RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO
	T _{ult}	T _{adm}	
R1	200	100	0.8 0.8 50.0 P
R2	120	60	0.8 0.8 50.0 P
R3	90	45	0.8 0.8 50.0 P

Figura 6.9 – Modelo geotécnico – Sección B

Los materiales involucrados en los análisis de estabilidad son: (1) Relleno común, (2) Material generador de aguas ácidas (PAG) (3) Material de baja permeabilidad (BP), (4) Fundación- aluvial (5) Fundación – relaves y (6) Relaves a depositar.

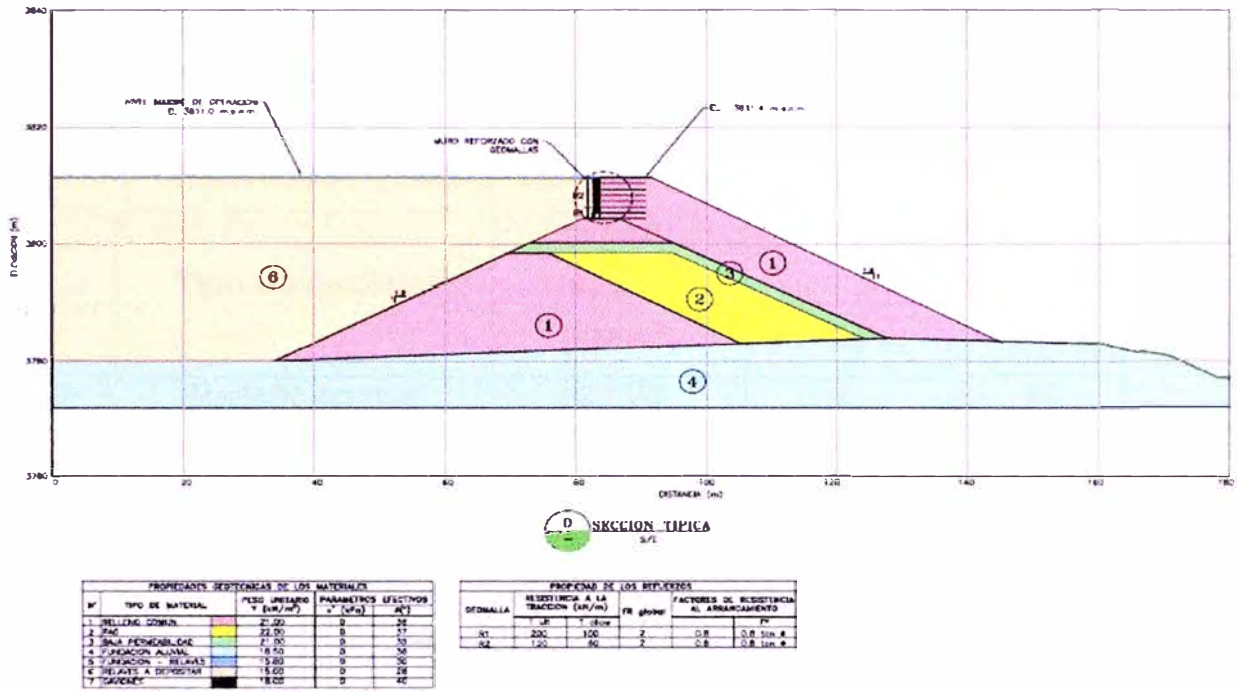


Figura 6.10 – Modelo geotécnico – Sección D

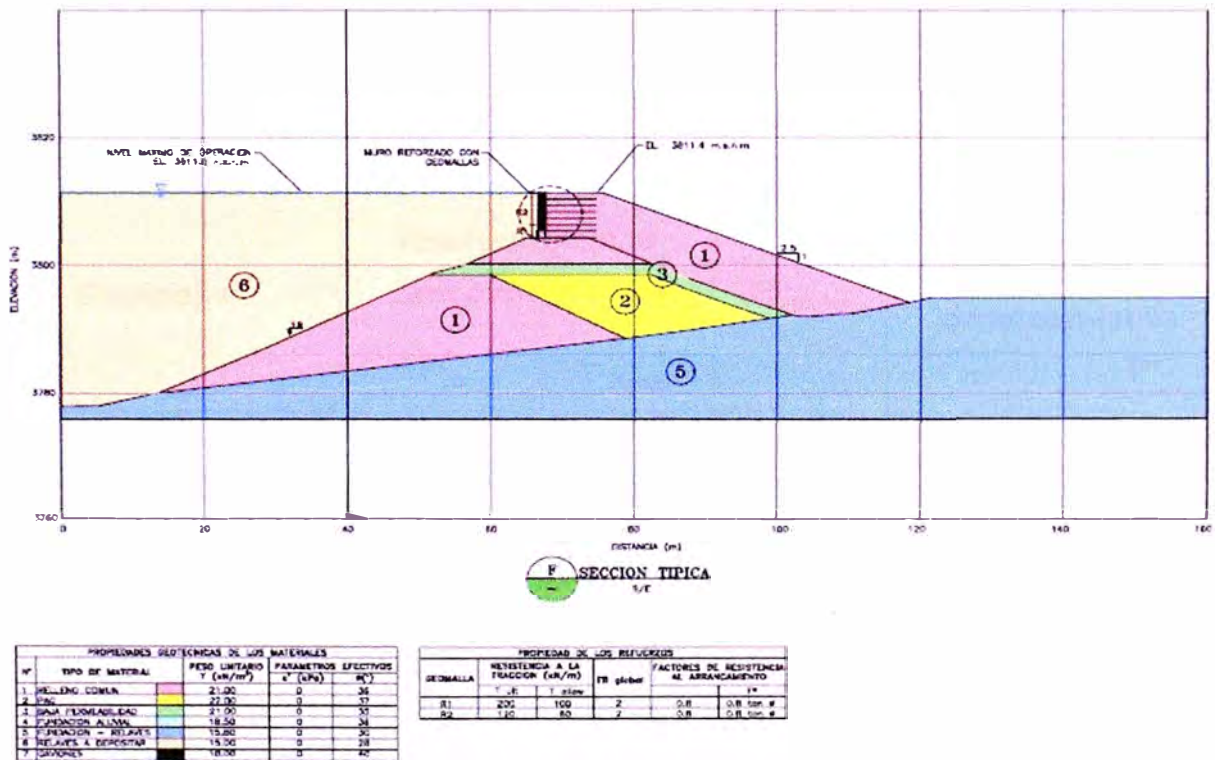


Figura 6.11 – Modelo geotécnico – Sección F.

Para los elementos de refuerzo fueron empleadas geomallas uniaxiales, con valores de resistencia a la tensión de diseño de 100, 60 y 45 kN/m. Los parámetros de resistencia para cada tipo de suelo y los parámetros de refuerzo

para las geomallas uniaxiales se presentan en los Cuadros 6.2 y 6.3 respectivamente.

Cuadro 6.2

Parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad

Tipo de material	Peso Unitario γ (kN/m ³)	Parámetros efectivos	
		c' (kPa)	ϕ (°)
Relleno común	21,00	0	36
PAG	22,00	0	37
BP	21,00	0	35
Fundación – Aluvial	18,50	0	36
Fundación – Relaves	15,80	0	30
Relaves a depositar	15,00	0	28

Nota:

1. Los parámetros de resistencia de la fundación de relaves fueron obtenidos a partir de los ensayos in-situ CPT realizados por Knight Piésold en el estudio de la reubicación de la relavera N° 3 en el año 2007.

Cuadro 6.3

Propiedad de los refuerzos

Geomalla	Resistencia a la tracción (kN/m)		FR _{global}	Factores de resistencia al arrancamiento	
	T _{ult}	T _{diseño}		α	F*
R1	200	100	2	0,8	0,8 tan ϕ
R2	120	60	2	0,8	0,8 tan ϕ
R3	90	45	2	0,8	0,8 tan ϕ

6.4.3 Metodología de los análisis de estabilidad

Basados en las propiedades de los materiales y la configuración de los taludes del dique descrita anteriormente, se ha llevado a cabo el análisis de estabilidad estático utilizando el software SLOPE/W. Éste es un programa disponible en el mercado que determina estados de equilibrio límite. Tiene la capacidad de analizar superficies circulares de fallas, o en general, cualquier tipo de falla que se le especifique mediante diferentes métodos de análisis, incluyendo los

métodos de dovelas de Bishop modificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern & Price. El método de Morgenstern & Price ha sido empleado para analizar superficies de falla circulares; y para determinar fallas críticas en bloque.

Los análisis de estabilidad han sido realizados considerando parámetros efectivos. Adicionalmente, el análisis de estabilidad ha sido desarrollado para las condiciones estáticas y pseudo-estáticas. El análisis pseudo-estático para el periodo de operación se realizó considerando un evento sísmico con un coeficiente de aceleración máxima de 0,17 valor que representa los 2/3 de la aceleración máxima del terreno.

6.4.4 Resultados de los análisis de estabilidad

Los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad estática, pseudo estática y potencial de licuefacción realizados, se resumen en el Cuadro 6.4.

De acuerdo a lo mostrado en el Cuadro 6.4, los factores de seguridad se encuentran dentro de los criterios de diseño para el periodo de operación del depósito y se consideran aceptables bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas. En general para las condiciones de carga estática, los factores de seguridad obtenidos son superiores al mínimo especificado de 1,4.

Cuadro 6.4

Resultados de los análisis de estabilidad del depósito de relaves

Sección	Estructura analizada	Altura (m)	Inclinación (°)	Coficiente sísmico Horizontal	Factor de seguridad	Figura N°
B	Muro Reforzado con Geomallas	7,00	Vertical	Caso estático	1,66	6.11
				0,17 (Tr=100 años)	1,17	6.12
	Talud Reforzado	12,30	70°	Caso estático	1,60	6.13

	con Geomallas			0,17 (Tr=100 años)	1,22	6.14
D	Talud	28,70	27,7°	Caso estático	1,58	6.15
	Talud			0,17 (Tr=100 años)	1,10	6.16
F	Talud	16,40	21,8	Caso estático	2,13	6.17
	Talud			0,17 (Tr=100 años)	1,43	6.18

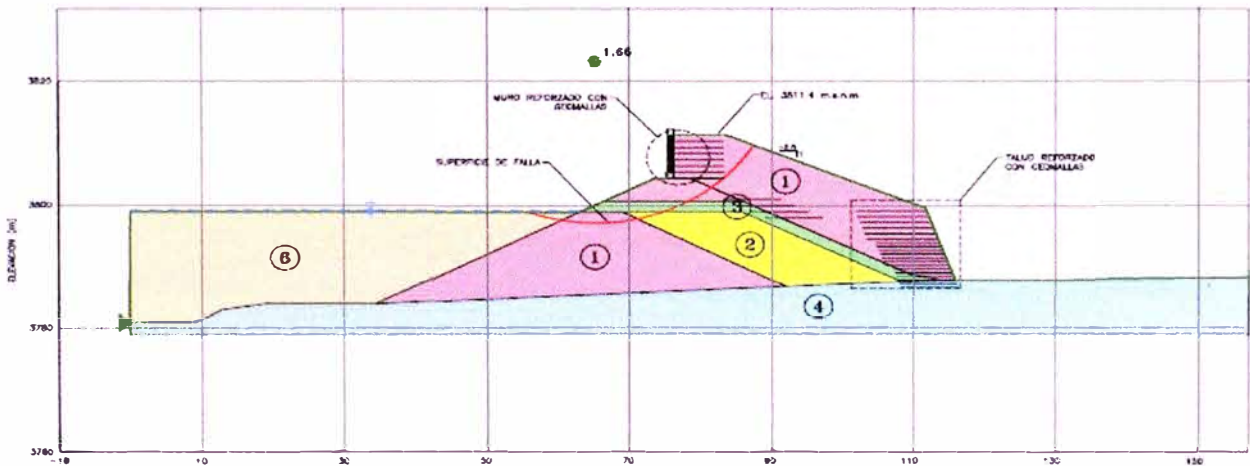


Figura 6.11 – Muro de talud Reforzado - Análisis Estático - Sección B-B

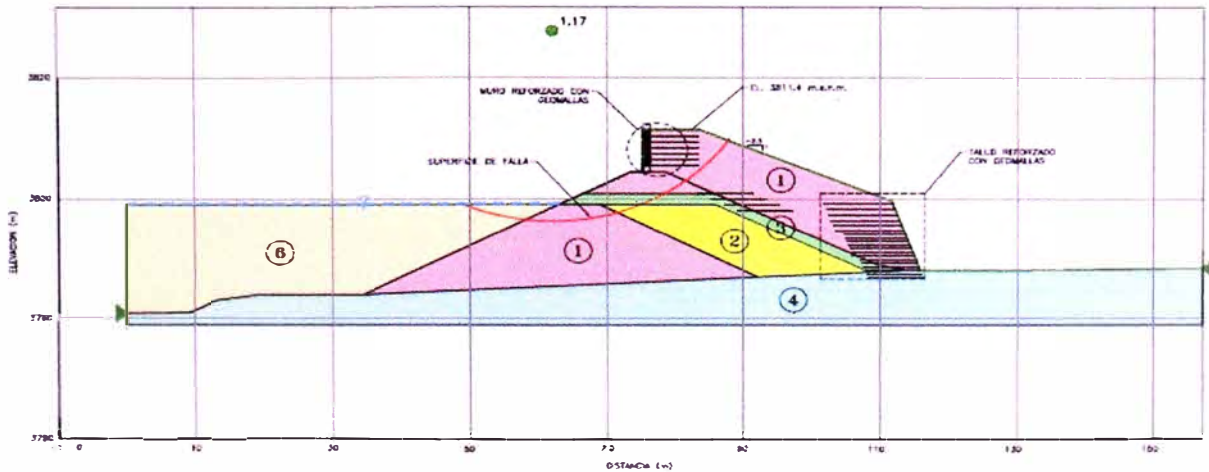


Figura 6.12 – Muro de talud reforzado – Análisis Pseudo-estático – Sección B

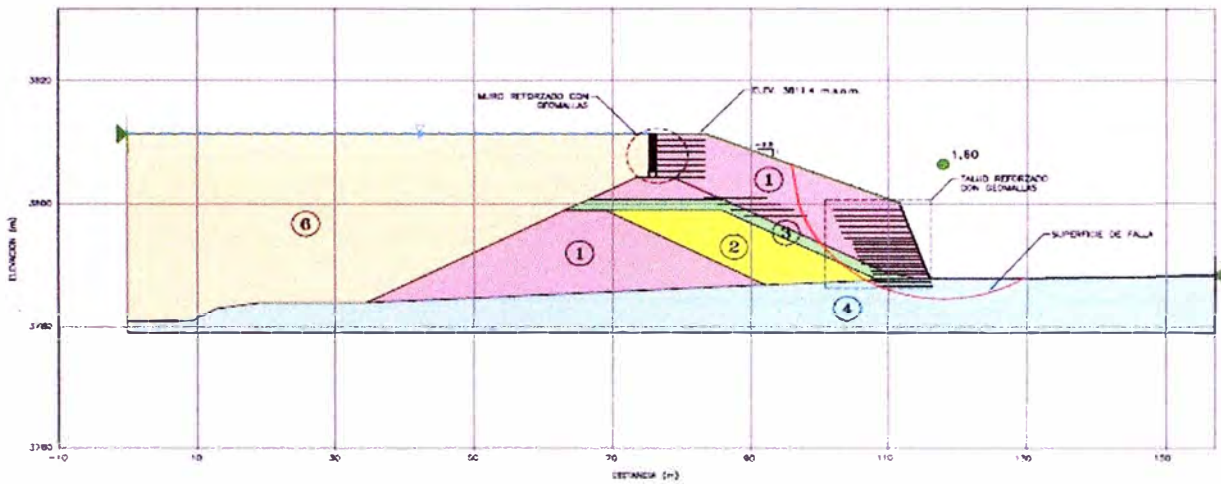


Figura 6.13 – Talud reforzado con geomallas – Análisis de estabilidad estático – Sección B.

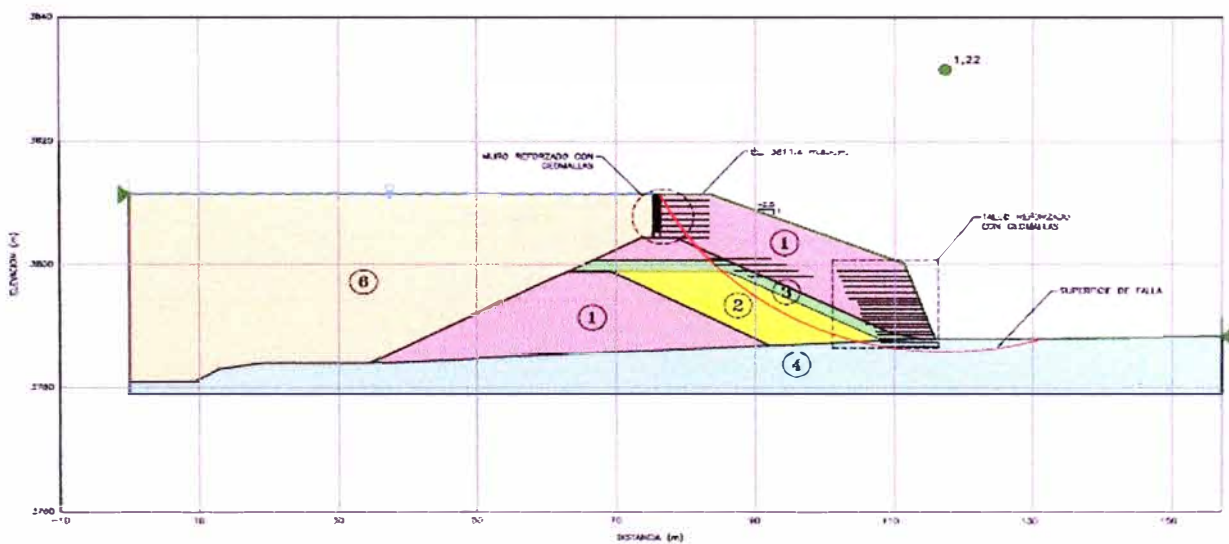


Figura 6.14 – Talud reforzado con geomallas – Análisis de estabilidad Pseudoestático – Sección B

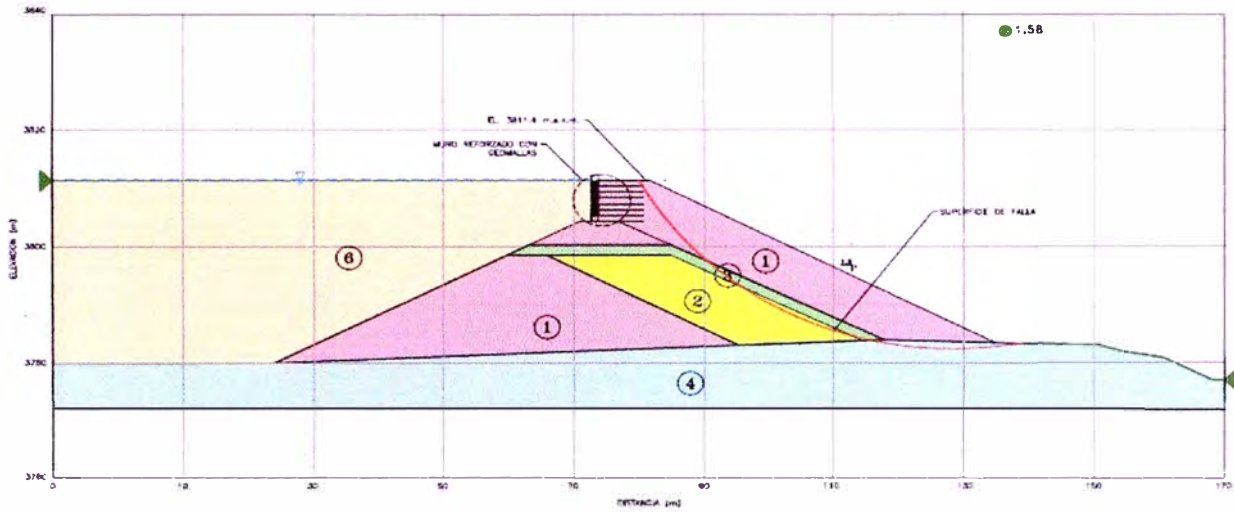


Figura 6.14 – Talud reforzado con geomallas – Análisis de estabilidad Pseudoestático – Sección B

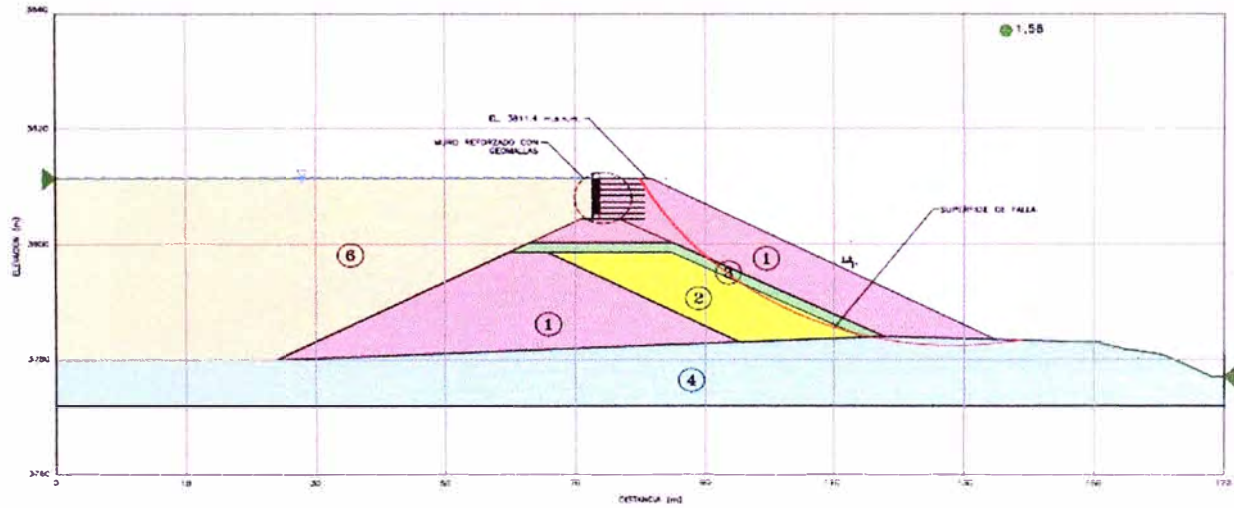


Figura 6.15 – Análisis de estabilidad estático – Sección D

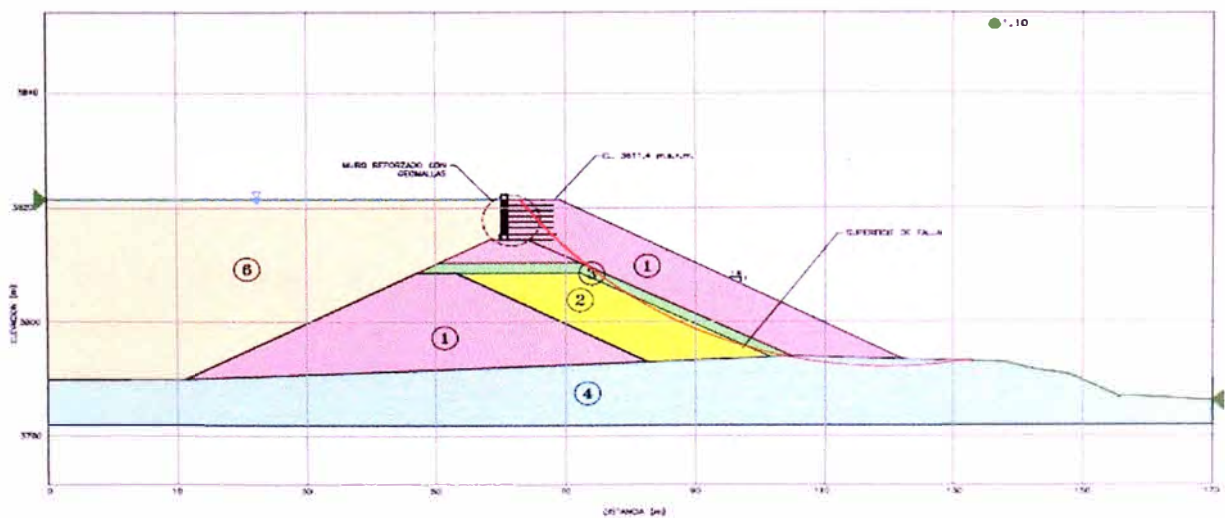


Figura 6.16 – Análisis de estabilidad Pseudoestático – Sección D

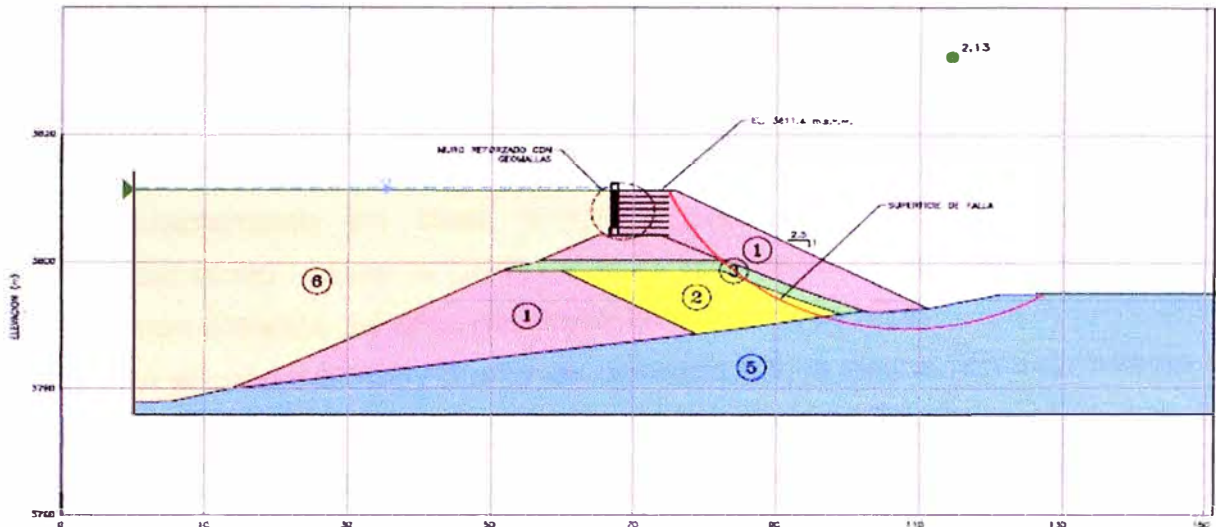


Figura 6.17 – Análisis de estabilidad estático – Sección F

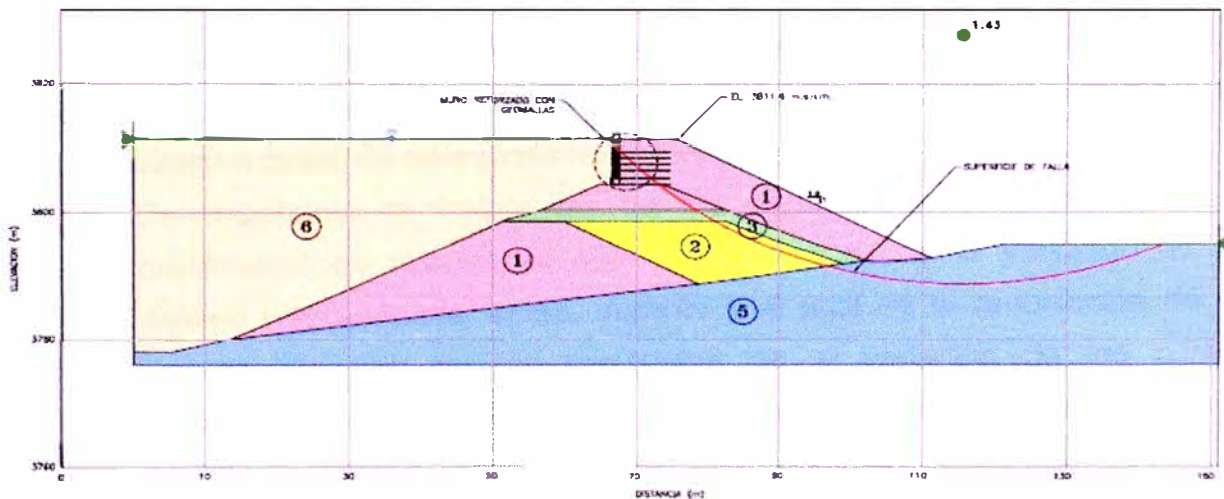


Figura 6.18 – Análisis de estabilidad Pseudoestático – Sección F

6.5 Resultados y conclusiones

Como resultado de la investigación geotécnica de campo efectuada, análisis de la información disponible y los resultados de los ensayos de laboratorio del área de estudio del proyecto, se concluye lo siguiente:

- En el área del Depósito de Relaves N° 4, se han reconocido los siguientes materiales (a) depósito aluviales, (b) depósito de relaves existente y (c) relleno común.
- La cimentación del Depósito de Relaves N° 4 se desplantará sobre materiales aluviales y relaves gruesos.

- El material de relleno para la construcción de las estructuras de suelo reforzado consistirá en material granular de baja plasticidad.
- Los parámetros geotécnicos utilizados en el modelo geotécnico implementado en el Software SLOPE/W Versión 7.11, se han caracterizado en base a los registros de calicatas, ensayos de laboratorio, ensayos CPTU y a la información disponible existente de otros estudios del área del Depósito de Relaves N° 4.
- En el caso del muro inferior de la sección B, la inclinación del muro es de 70° y según la Federal Highway Administration (FHWA) está en el límite entre muro y talud. Para nuestro análisis esta estructura se evaluó como un talud reforzado.
- Los factores de seguridad estáticos y pseudo-estáticos cumplen con los valores mínimos requeridos para este tipo de estructuras.
- Los niveles de la napa freática utilizados para los análisis de estabilidad fueron obtenidos a partir del análisis de infiltración considerando un sistema doble de revestimiento geosintético.
- Es importante la instalación de los piezómetros colindantes con la reubicación de relaves, el cual permitirá observar la variación de los niveles piezométricos antes, durante y al final de la reubicación de los relaves. A partir de los resultados de la variación de los niveles piezométricos, una nueva evaluación de la estabilidad de los taludes puede ser realizada en caso se incremente el nivel de los mismos.
- El volumen de agua contenido actualmente en el Depósito de Relaves N° 4 no deberá exceder la cota 3 804,0 msnm. Este volumen de agua deberá ser extraído procediendo luego a conformar los relaves con una pendiente mínima de 1% manteniendo la playa alejada del dique de contención. Es importante mantener los volúmenes de agua indicados en el balance de aguas, para lograr una óptima operación en la descarga de los relaves y evitar problemas de estabilidad en caso se produzcan roturas en la geomembrana que puedan producir fallas en las estructuras de contención.

CONCLUSIONES

Del presente informe de competencia profesional, se desprenden algunas conclusiones relevantes:

1. El re-crecimiento del depósito de relaves utilizando MSR con geomallas sobre la cresta del dique incrementa la capacidad del depósito, reduce el área ocupada y disminuye los volúmenes de relleno.
2. Los resultados de los análisis de infiltración muestran, que el sistema de impermeabilización garantiza que no exista zonas de saturación dentro del cuerpo del dique.
3. La operación hidráulica es un aspecto esencial para la seguridad de los depósitos de relaves. Diferentes casos históricos de fallas causadas por muy diversos factores y mecanismos (deslizamientos, terremotos, tubificación y falla de estructuras auxiliares) sugieren que, casi siempre, las condiciones de operación hidráulica juegan un papel fundamental en desarrollo de la falla, así como en la magnitud de sus consecuencias.
4. La estabilidad física y química del depósito de relaves se ve garantizada mediante un sistema de doble revestimiento con geomembranas, el cual reduce las filtraciones dentro del cuerpo del dique.

RECOMENDACIONES

- Previo o durante la construcción del re-crecimiento, se recomienda extraer el agua contenida actualmente en el Depósito de Relaves N° 4 (1 655 000 metros cúbicos) debido a que el diseño original no fue desarrollado para contener un volumen de agua de dicha magnitud. La operación del manejo de aguas del depósito deberá ser realizada de acuerdo al balance de aguas proporcionado en este reporte. Esta medida incrementará la capacidad de almacenamiento, ayudando a la consolidación de los relaves, asimismo, contribuirá la estabilidad del dique conforme al modelo del análisis de estabilidad presentado en este reporte.
- Se deberá mantener el agua que conforma la playa de los relaves lo más lejos posible del dique de contención tal como se muestra en el Plano DC - 01.
- Los piezómetros de cuerda vibrante ubicados en el cuerpo del dique, en especial en la zona sur este del re-crecimiento (ver sección B en el Plano IG - 01) deberán ser monitoreados periódicamente y sobretodo luego de la ocurrencia de un evento sísmico.
- El tanque de recepción de agua de subdrenaje deberá ser enterrado, sellado y conectado al nuevo buzón de concreto, mediante la tubería actual de salida la cual se encuentra cerrada. Este buzón deberá ser monitoreado periódicamente para verificar la calidad de agua que viene siendo colectada.
- Re-evaluar la estabilidad del depósito de relaves al final de la operación con el fin de asegurar que el factor mínimo de seguridad estático del depósito el cual deberá ser igual o superior a 1,5.

BIBLIOGRAFIA

1. ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. I Curso de aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32pp, 1998, Brasil.
2. AGUILAR, R., Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra, Tese de Mestrado, PUC-RIO, Rio de Janeiro, 2005, Brasil.
3. BONAPARTE, R., HOLTZ, R.D., GIROUD, J.P., Soil Reinforcement Design Using Geotextile and Geogrids. Geotextile Testing and the Design Engineer. ASTM STP 952, American Society for Testing and Material, Philadelphia, pp. 69 – 116, 1987, Estados Unidos.
4. BOYD, M.S. e SEGRETTIN, P., Design factors and applications for reinforced or stabilized earth structures, Earth Reinforcement Practice Hayashi & Otani 9eds, 1992, Holanda.
5. BROMS, B.B., Design of fabric reinforced retaining structures. In proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, 1978, USA.
6. CLAYBOURN, A.F.; WU, J.T.H., Geosynthetic Reinforced Soil Wall Design. Geotextile and Geomebranes 12, 1993, USA.
7. COLLIN, J.G., Earth Wall Design. Ph.D. dissertation. University of Califórnia, Berkely, 1986, USA.
8. DAS, B.M., Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Thomson Editores S.A., 2001, USA.
9. ELIAS, V., CHRISTOPHER, B.R., and BERG, R.R, Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, 2001, USA.
10. FLOSS, R. y BRÄU G., Design Fundamentals for Geosynthetic Soil Technique. Proc. of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, 2004, Seoul Korea.
11. GOMES, R.C. e PALMEIRA E.M. Análise de mecanismo de ruptura em modelos físicos de aterros reforçados. X COBRAMSEF Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1994), Foz do Iguaçu – Brasil.
12. JEWELL, R.A., Strength and deformation in reinforced soil design. Geotextile, geomembranes, 1992, USA.
13. JEWELL, R.A., Soil Reinforcement with Geotextiles, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), 1996, Londres-Inglaterra.

14. JONES, C. J. F. P. Earth reinforcement and soil structures, Thomas Telford, 1996, Inglaterra.
15. KOERNER, R.M., Designing with Geosynthetics, Prentice-Hall Inc., 4rd Ed., New Jersey - USA, 1994.
16. LEE, W.F., Internal Stability Analyses of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls. Ph.D. thesis, University of Washington, 2002, Washington-USA.
17. LESHCHINSKY, D., Geosynthetic Reinforced Soil: Evolution of design methods in USA, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Earth Reinforcement, 1996, Japon.
18. MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B., Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, Transportation Research Board, 1987, USA.
19. MURRAY, R.T., Fabric reinforced earth wall: development of design equations. Transport and Road Research Lab, 1980,
20. NORMAS EUROPEAS PREN 14475: Execution of special geotechnical works – Reinforced fill.
21. SCHLOSSER, F. e THANH, N., Recent results in french research on reinforced earth. Journal of the construction Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, 1974, USA.
22. STEWARD, J.E., WILLIANSON, R. & MOHNEY, J., Earth Reinforcement, chapter 5. In Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low – volume Roads. USDA, Forest Service, Portland, Oregon. (Revised 1983), 1977, USA.
23. TATSUOKA, F., Keynote: Roles of facing rigidity in soil reinforcing. Earth Reinforcement Practice, Ochiai, Hayashi & Otani (eds) Balkema, Rotterdam, 1993, Japon.
24. VIDAL, D., Os geossinteticos e suas principais aplicações. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2002, Brasil.
25. WORRAL, . The Practice of soil reinforcing in Europe. Thomas Telford, 1995, Inglaterra.
26. ZONBERG, J.G.; SITAR, N. e MITCHELL, J.K., Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, No 8. ASCE, 1998, USA.

ANEXOS

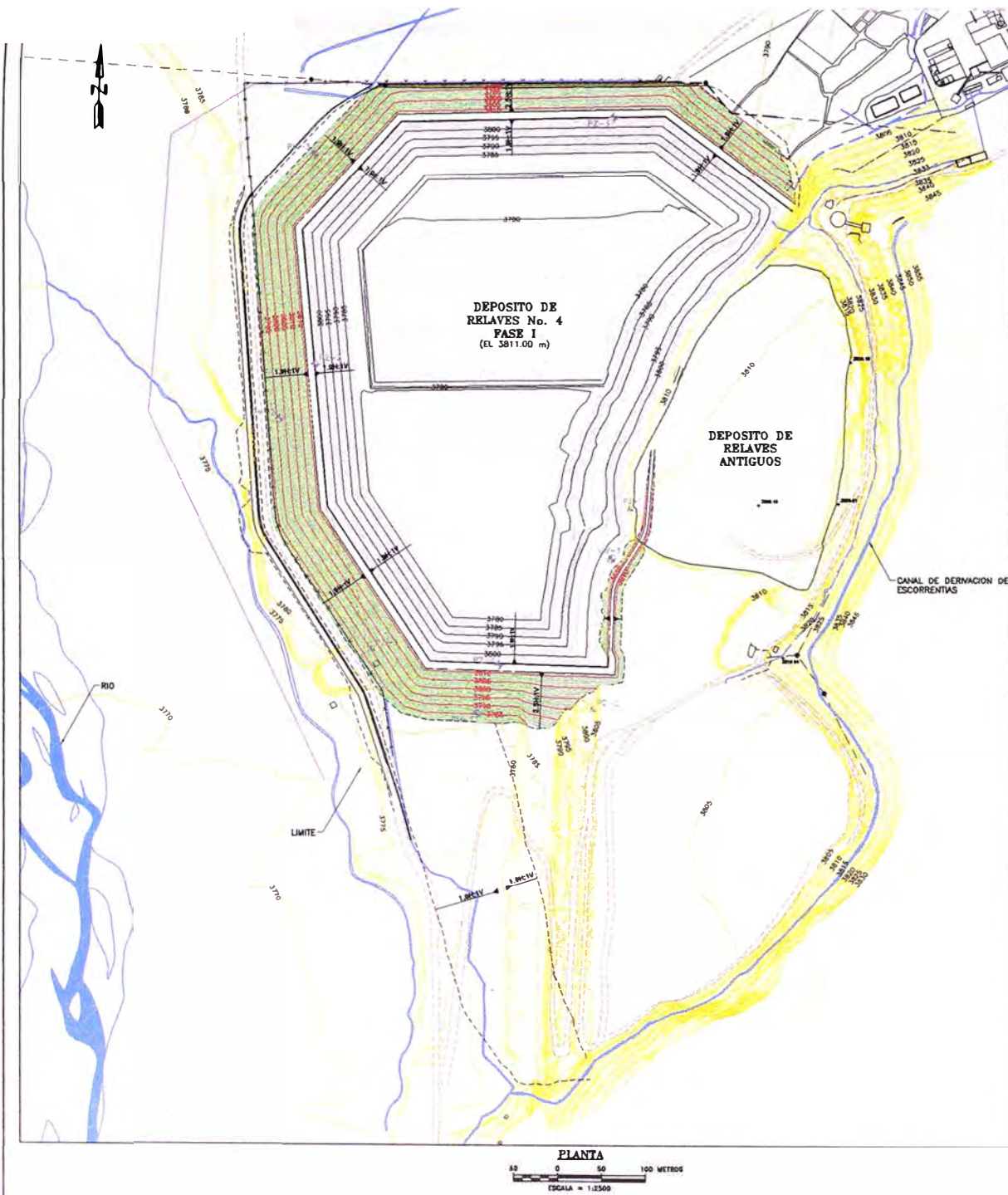
LISTA DE PLANOS

Plano	Título
Plano AG – 01	Arreglo general
Plano IG – 01	Ubicación de instrumentación geotécnica
Plano GE – 01	Plano geotécnico
Plano GE – 02	Perfiles estratigráficos
Plano DC – 01	Re-crecimiento Del dique de contención Fase 1
Plano DC – 02	Re-crecimiento del dique de contención Fase I configuración de geosintéticos
Plano DC – 03	Dique de contención Secciones y detalles Plano 1 de 3
Plano DC – 04	Dique de contención Secciones y detalles Plano 2 de 3
Plano DC – 05	Dique de contención Secciones y detalles Plano 3 de 3
Plano DC – 06	Muro de refuerzo – secciones y detalles
Plano DC – 07	Buzón de concreto planta y sección

LISTA DE TABLAS

Tabla	Título
Tabla 3.1	Criterios de Diseño
Tabla 4.1	Resumen de Ensayos de Densidad In-Situ
Tabla 4.2	Resultados de Ensayos de Laboratorio
Tabla 5.1	Balance de Aguas

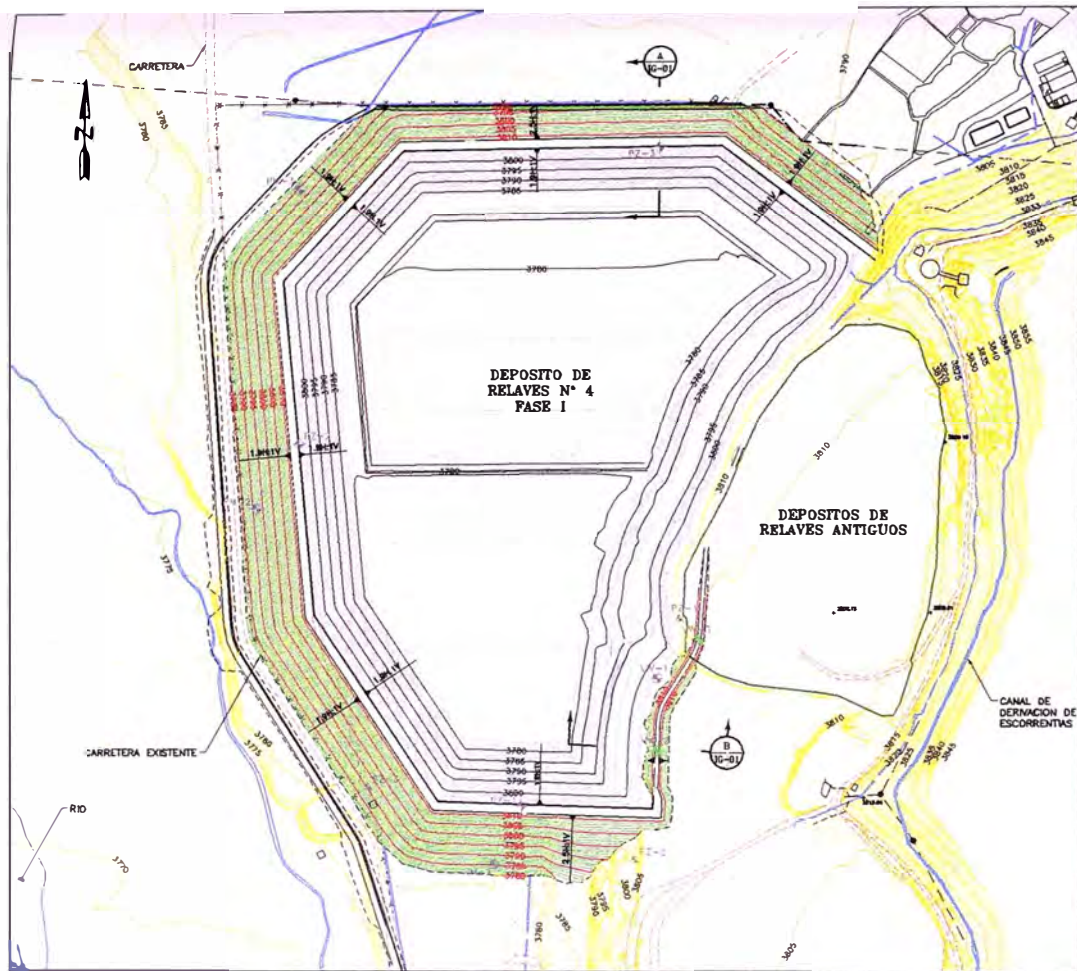
Anexo :
PLANOS



- CURVAS DE NIVEL DE SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
- CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4
- CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4
- - - LIMITE DE CORTE O RELLENO
- CARRETERA EXISTENTE
- CANAL EXISTENTE
- CANAL DE CONDUCCION DE RELAVE EXISTENTE
- ▲ PZ-1 PIEZOMETROS
- ▲ PZ-2 PIEZOMETROS
- ▲ VV-1 PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE
- M-1 POZOS DE MONITORIO

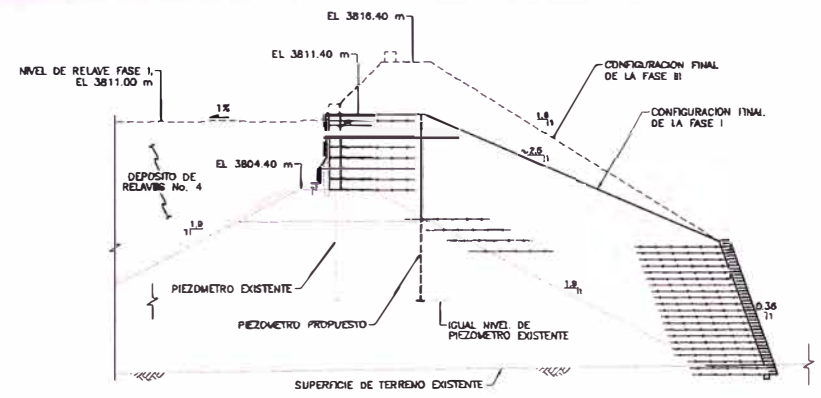


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO No. AG-01
TITULO DEL INFORME RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS	ESCALA: INCHAS FECHA: JULIO 2009
LABORA ARREGLO GENERAL	ELABORADO POR: FREDDY GUEVARA PERALTA

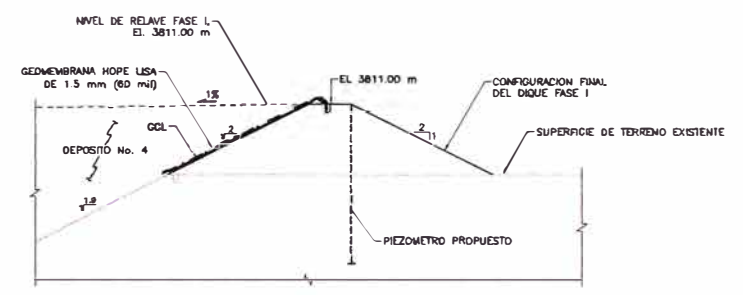


PLANTA
ESCALA = 1:2500

- LEYENDA:**
- 3800 CURVAS DE NIVEL DE SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
 - 3700 CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 METROS (EXISTENTE)
 - 3800 CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIMIENTO FASE I DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 Y ELEVACION EN METROS
 - LIMITE DE CORTE O RELLENDO
 - CARRETERA EXISTENTE
 - CANAL EXISTENTE
 - CANAL DE CONDUCCION DE RELAVE
 - POSTE Y LINEA DE ALTA TENSION EXISTENTES
 - CERDO EXISTENTE
 - PUNTO TOPOGRAFICO DE REFERENCIA
 - PIEZOMETROS
 - PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE
 - POZO DE MONITOREO
 - VW-1 PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE PROPUESTO

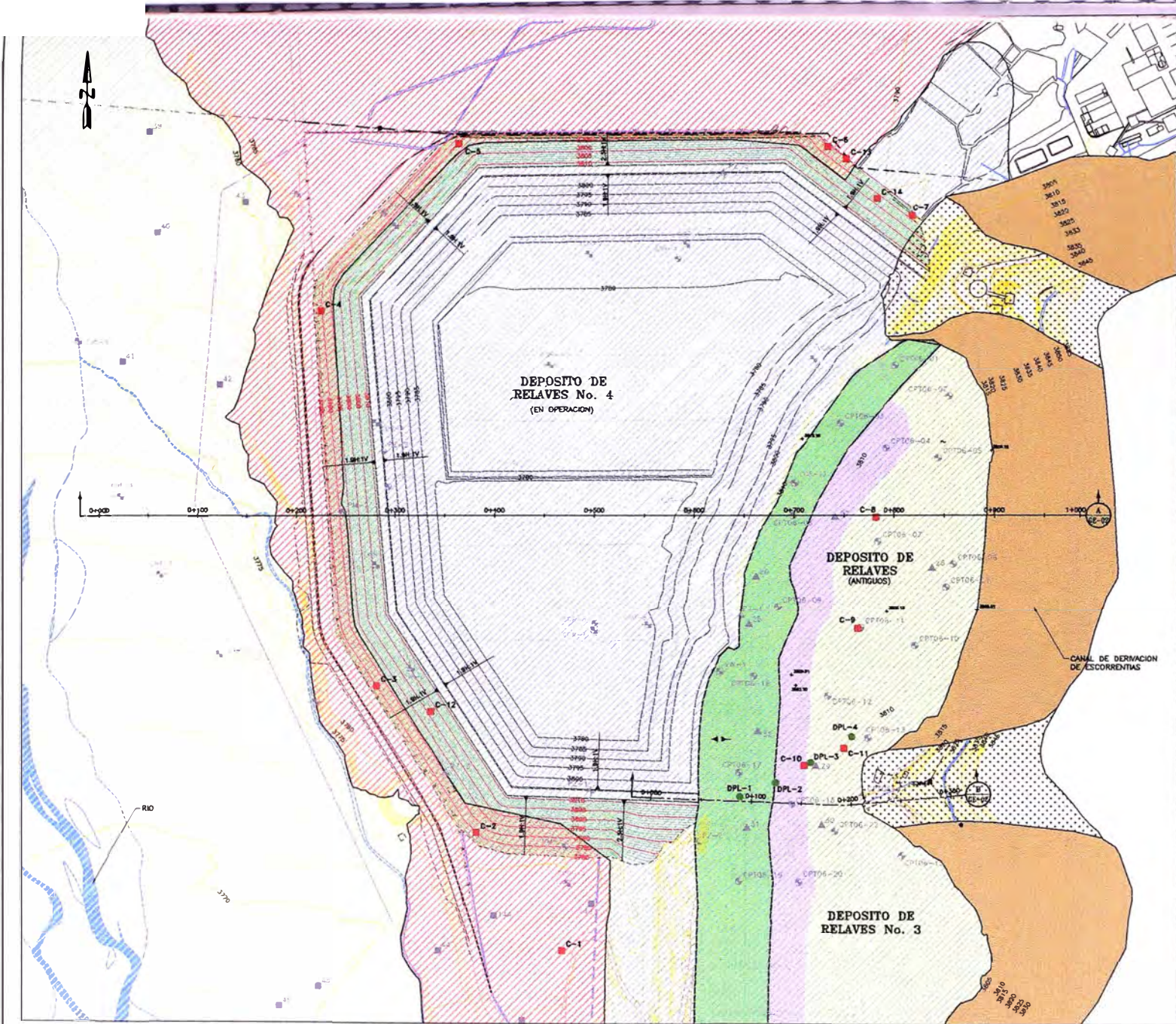


A RE-UBICACION DE PIEZOMETRO EXISTENTE SECCION TIPICA
ESCALA = 1:250



B PIEZOMETRO PROPUESTO ZONA SURESTE
ESCALA = 1:250

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		PLANO No:
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		IG-01
TITULO DEL APOYO: RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS		ESCALA: INDICADA
LABOR: UBICACION DE INSTRUMENTACION GEOTECNICA SECCIONES Y DETALLES		FECHA: ABRIL 2009
		DESARROLLADO POR: FREDDY GUEVARA PERALTA



- CURVAS DE NIVEL DE SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
- CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
- CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIMIENTO FASE I DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 Y ELEVACION EN METROS
- LIMITE DE CORTE O RELLENO
- CARRETERA EXISTENTE
- CANAL EXISTENTE
- CANAL DE CONDUCCION DE RELAVE
- LIMITE DE PROPIEDAD
- POSTE Y LINEA DE ALTA TENSION EXISTENTES
- CERCO EXISTENTE
- C-10 CALICATA (AGOSTO 2008)
- DPL-3 ENSAYO DE PENETRACION (AGOSTO 2008)
- C-1 CALICATA (ABRIL 2005)
- CPT06-11 ENSAYO DE PENETRACION CON CONDO (ABRIL 2006)
- PZ-1 PIEZOMETROS EXISTENTES
- CALICATA (DICIEMBRE 2002)
- SONDAGE (DICIEMBRE 2002)
- PUNTO TOPOGRAFICO DE REFERENCIA
- ENSAYOS DE CONDO DE ARENA EN RELAVES (2006)
- P11-1 POZOS DE MONITOREO EXISTENTES

UNIDADES GEOTECNICAS - SUPERFICIAL

- TERRAZA ALLIVAL - GRAVAS CON ARENA Y POCOS FINOS CON PROFUNDIDADES MAYORES A 30 m
- VALLE FLUVIAL - GRAVAS CON ARENA
- RELAVES EXISTENTES/ANTIGUOS
- FALDA DEL CERRO - ROCA VOLCANICA CON CAPA SUPERFICIAL DE SUELO
- DEPOSITOS COLLINALES/COLLINALES
- AFLORAMIENTO DE ROCA

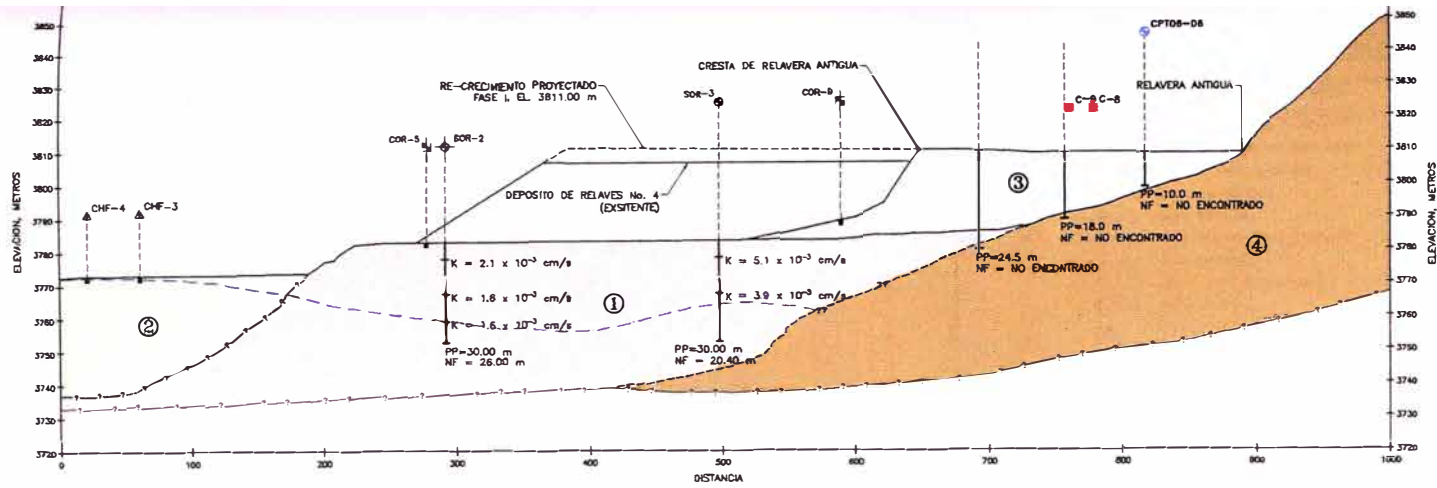
ZONIFICACION DE LOS RELAVES

- ZONA 1 RELAVE DE CONSISTENCIA MUY BLANDA A BLANDA
- ZONA 2 RELAVE DE CONSISTENCIA BLANDA A FIRME
- ZONA 3 RELAVE DE CONSISTENCIA FIRME

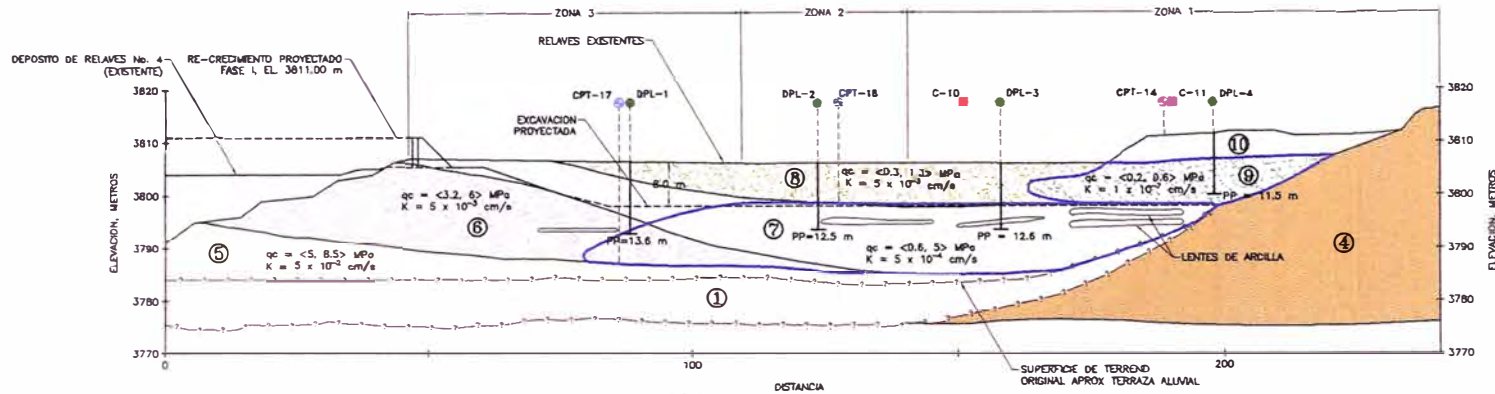
PLANTA

 ESCALA = 1:2000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO No: GE-01
TITULO DEL INFORME RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS	FECHA: JULIO 2009
LABORANTE PLANO GEOTECNICO	ELABORADO POR: FREDDY GUEVARA PERALTA



A DEPOSITO DE RELAVES No. 4
GE-01 PERFIL GEOTECNICO
 (VER NOTAS 1 Y 2)



B DEPOSITO DE RELAVES No. 4
GE-01 PERFIL GEOTECNICO
 (VER NOTAS 1 Y 2)



LEYENDA:

- PP=30.00 m
NF = 28.00 m
- CONTACTO ESTIMADO
- CONTACTO DEFINIDO
- - - NIVEL FREATICO
- CPT08-08 ENSAYO DE PENETRACION CON CONO (ABRIL 2008)
- SOR-3 PERFORACION (ENERO 2002)
- COR-1 CALCATA (DICIEMBRE 2002)
- CHF-3 CALCATA (DICIEMBRE 2002)
- C-10 CALCATA (AGOSTO 2008)

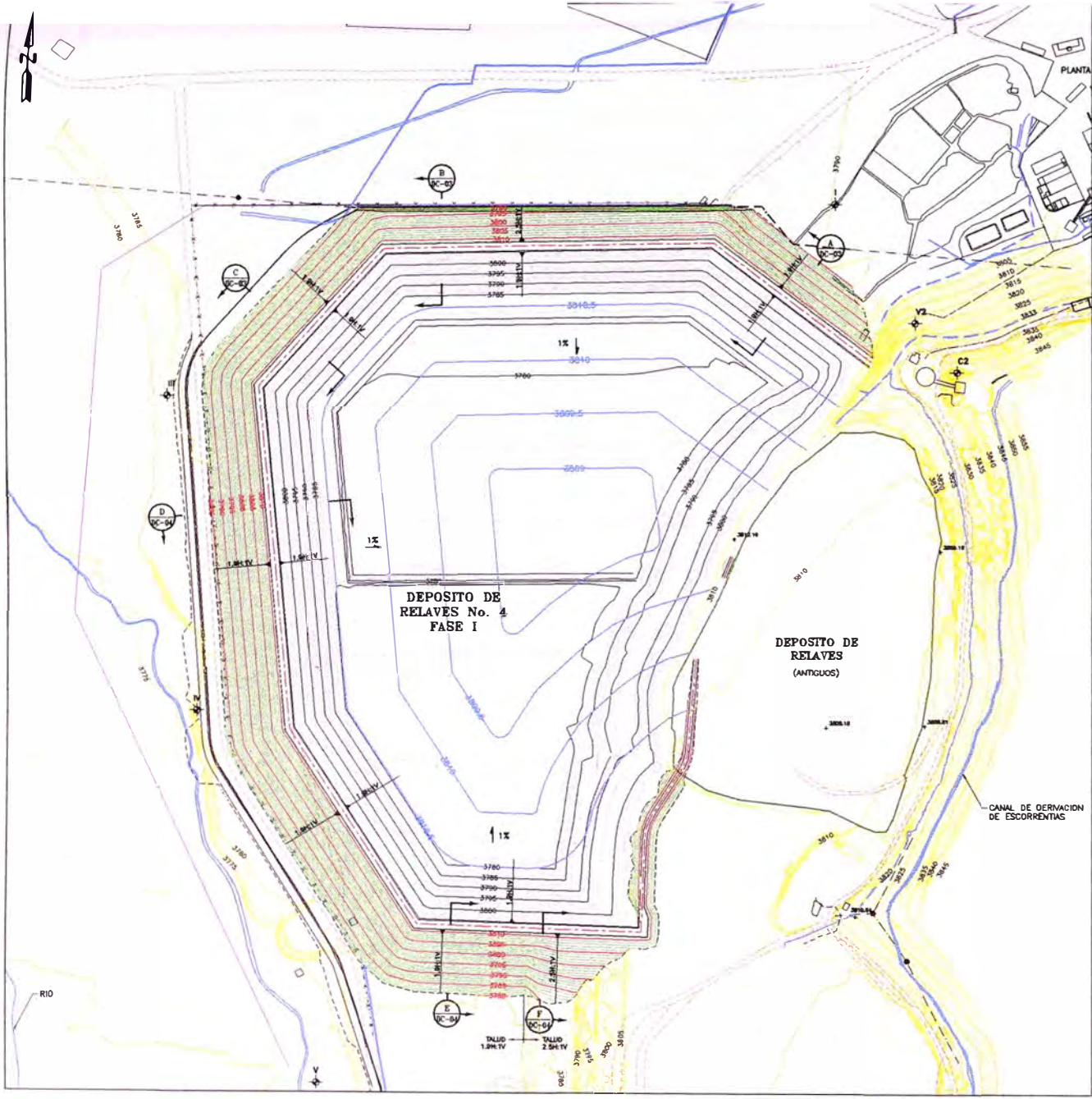
UNIDADES GEOTECNICAS - SUPERFICIAL

- ① TERRAZA ALLIVAL - GRAVAS CON ARENA Y POCOS FINOS CON PROFUNDEDADES MAYORES A 30 m
- ② VALLE FLUVIAL - GRAVAS CON ARENA
- ③ RELAVES EXISTENTES/ANTIGUOS CON COBERTURA DE SUELO ORGANICO EN ALGUNAS AREAS
- ④ DEPOSITOS COLUVIALES/DELLAVALES
- ⑤ ARENAS
- ⑥ ARENAS LIGASAS
- ⑦ LIMOS
- ⑧ SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD
- ⑨ SUELOS FINOS DE BAJA RESISTENCIA
- ⑩ TERRAPLEN EXISTENTE

NOTAS:

1. LAS UNIDADES GEOTECNICAS SON APROXIMACIONES Y PUEDEN VARIAR.
2. LOS PERFILES GEOTECNICOS FUERON CONFIGURADOS A PARTIR DE LA INFORMACION GEOTECNICA ACTUAL (2008) Y ANTERIORES ESTUDIOS: ENSAYOS DE CPT, CALCATAS Y PERFORACIONES (2003/2007).

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		PLANO No. GE-02
TITULO DEL INFORME RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS		EDICION: SEGUNDA FECHA: JULIO 2008
AUTOR: PLANO GEOTECNICO		DISEÑADO POR: FREDY GUEVARA PERALTA



- LEYENDA:**
- CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
 - CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIMIENTO FASE I DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4, Y ELEVACION EN METROS
 - CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4, EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
 - CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE FINAL DE LOS RELAVES Y ELEVACION EN METROS
 - LINEA DE CONTROL DEL DIQUE FASE I
 - LIMITE DE CORTE O RELLENO
 - CARRETERA EXISTENTE
 - CANAL EXISTENTE
 - CANAL DE CONDUCCION DE RELAVES
 - NUEVA PROPIEDAD
 - POSTE Y LINEA DE ALTA TENSION EXISTENTES
 - CERCO EXISTENTE
 - PUNTO TOPOGRAFICO DE REFERENCIA

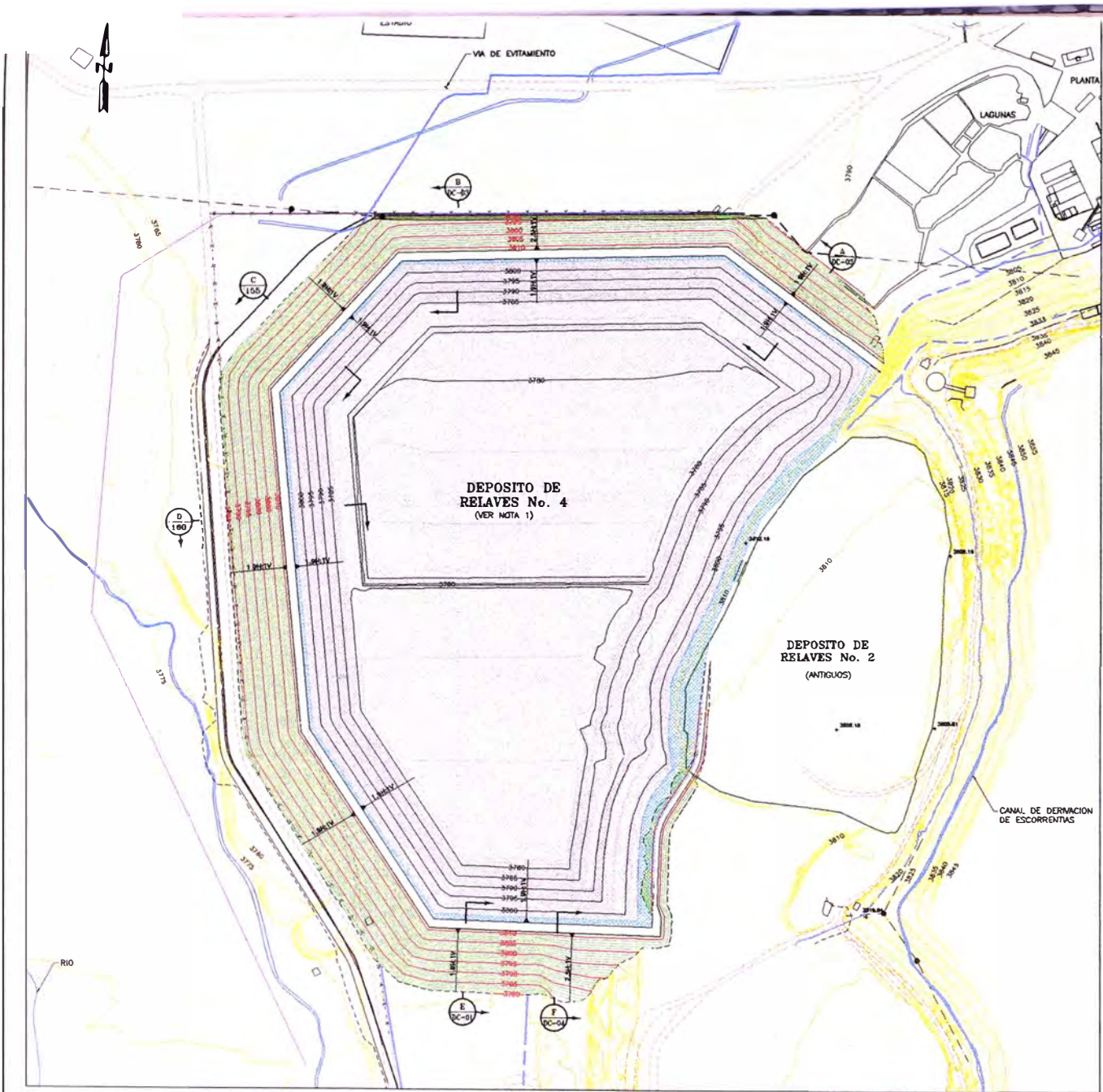
DEPOSITO DE RELAVES No. 4 FASE I

DEPOSITO DE RELAVES (ANTIGUOS)

CANAL DE DERRAMACION DE ESCORRENTAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO No. DC-01
TITULO DEL INFORME: RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS	ESCALA: INGENIERIA FECHA: JULIO 2008
ELABORA: RE-CRECIMIENTO DEL DIQUE DE CONTENCION FASE I	ELABORADO POR: FREDDY GUEVARA PEVALTA



PLANTA
 0 40 80 METROS
 ESCALA 1:2500

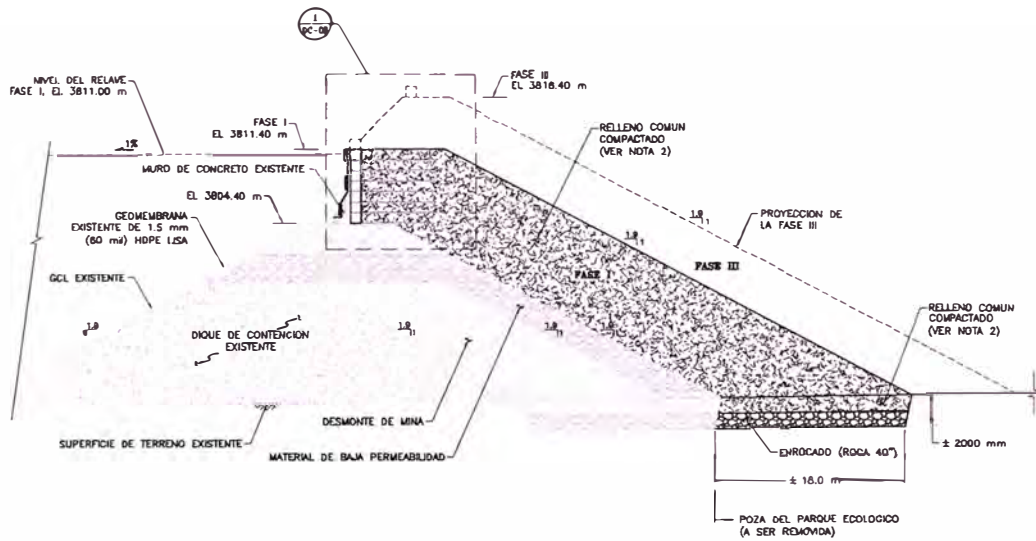
LEYENDA:

- 3000 CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
- CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIAMIENTO FASE I DEPOSITO DE RELAVES No. 4, Y ELEVACION EN METROS
- 3075 CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4, EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
- LIMITE DE CORTE O RELLENO
- CARRETERA EXISTENTE
- CANAL EXISTENTE
- CANAL DE CONDUCCION DE RELAVE
- NUEVA PROPIEDAD DE COMPAÑIA DE MINAS BUENAVENTURA S.A.A.
- POSTE Y LINEA DE ALTA TENSION EXISTENTES
- GEOMEMBRANA DE 1.5 mm (60 m8) HDPE LISA EXISTENTE
- GEOMEMBRANA DE 1.5 mm (60 m8) HDPE LISA PARA EL RE-CRECIAMIENTO, FASE I (VER NOTA 4)
- PUNTO TOPOGRAFICO DE REFERENCIA

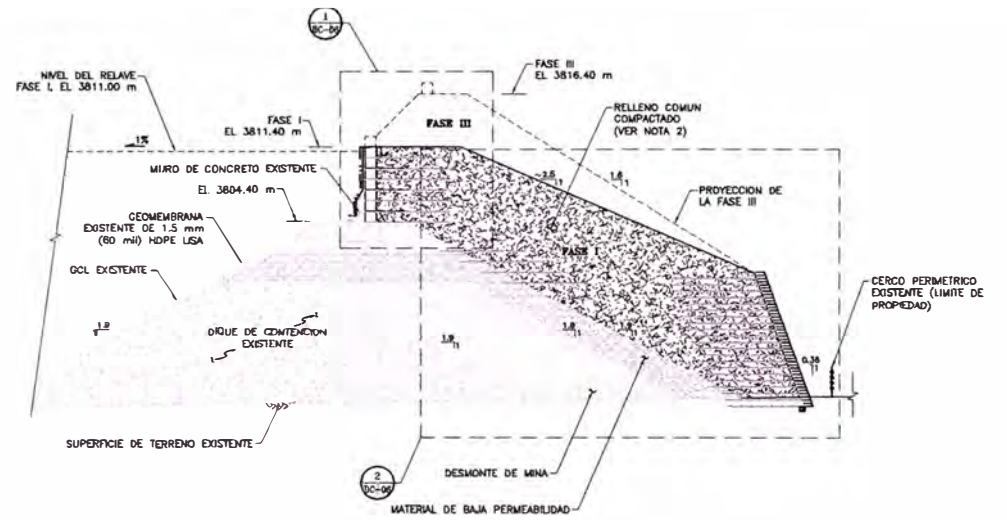
NOTA:

1. LA EXTENSION DEL AREA DE GEOMEMBRANA PARA EL RE-CRECIAMIENTO DE LA FASE I DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 ES DE 40,800 m² APROXIMADAMENTE.

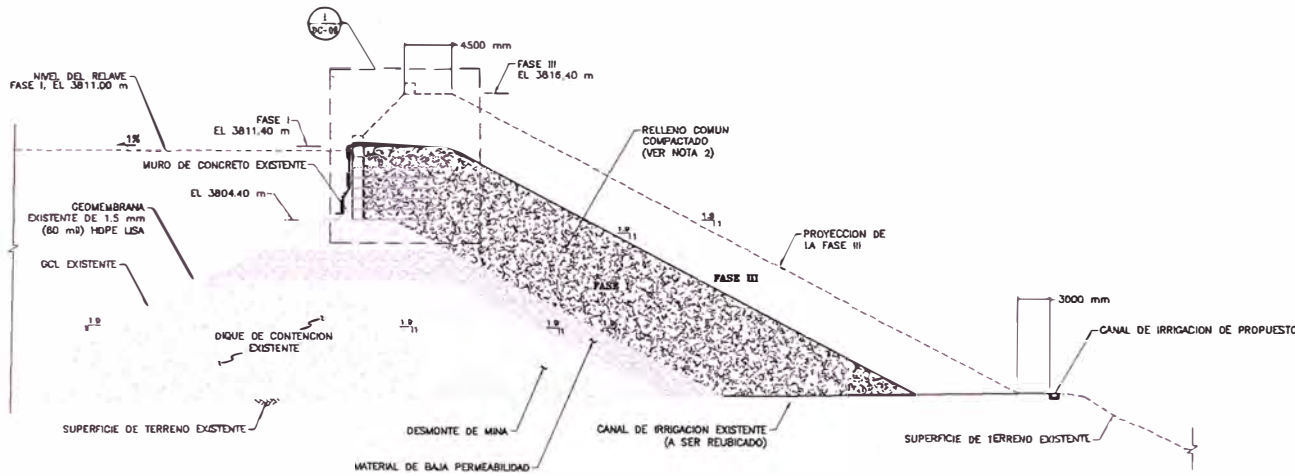
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO No. <i>DC-02</i>
TITULO DEL PROYECTO RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS	ESCALA: INDICADA FECHA: JULIO 2009
LABOR: RE-CRECIAMIENTO DEL DIQUE DE CONTENCION FASE I CONFIGURACION DE GEOSINTETICOS	DESARROLADO POR: FREDY QUEVEDO PERALTA



A A SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN NORESTE
 DC-01 DC-02
 0 5 10 METROS
 ESCALA = 1:250



B B SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN (LIMITE DE PROPIEDAD)
 DC-01 DC-02
 0 5 10 METROS
 ESCALA = 1:250

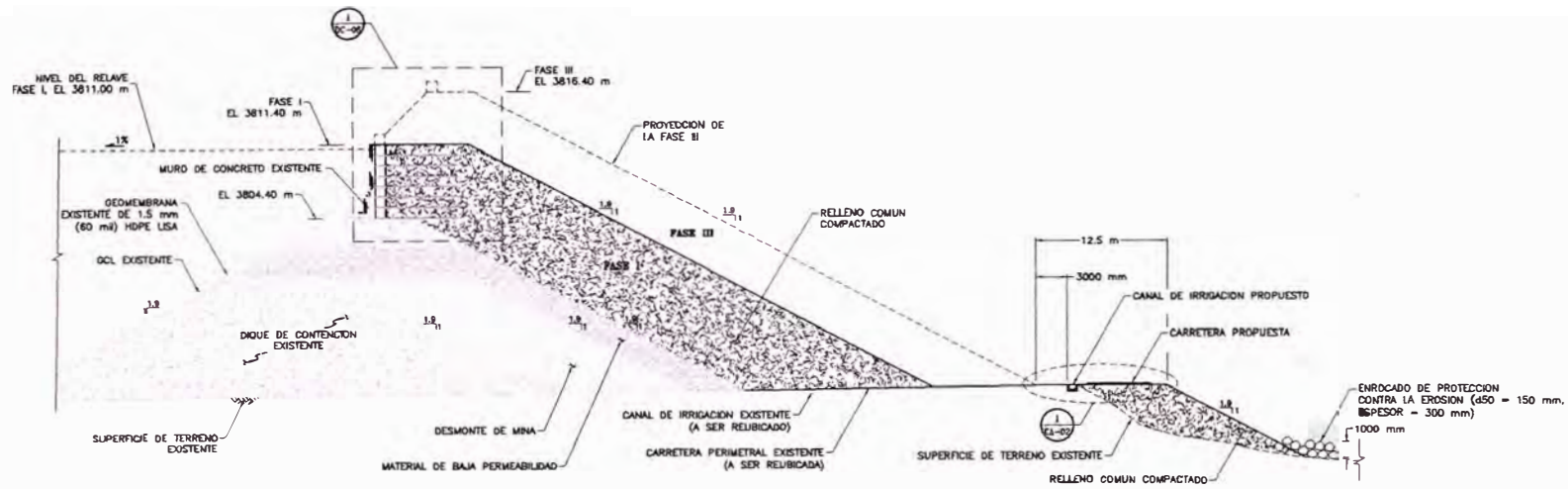


C C SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN NOROESTE
 DC-01 DC-02
 0 5 10 METROS
 ESCALA = 1:250

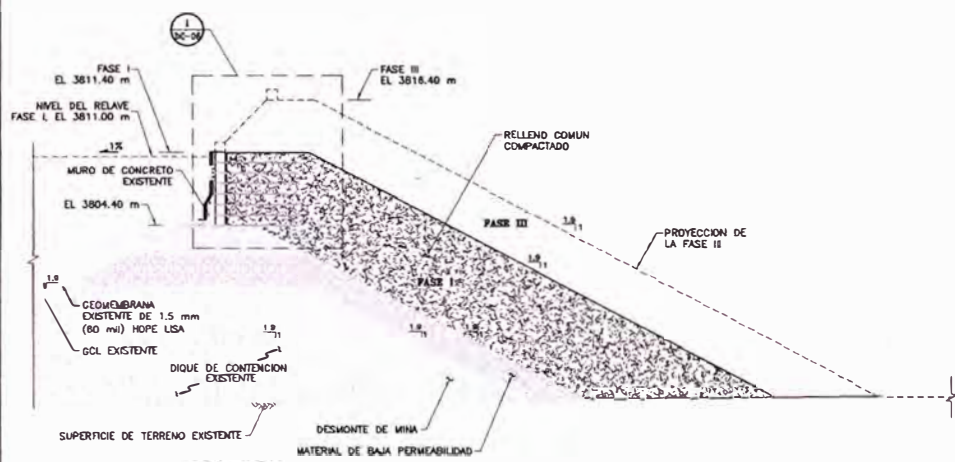
NOTAS:

1. TODO MATERIAL INADECUADO ENCONTRADO DURANTE LA CONSTRUCCION DEBERA SER RETIRADO Y REEMPLAZADO CON RELENO COMUN COMPACTADO COMO SEA REQUERIDO POR EL INGENIERO.
2. TODOS LOS MATERIALES DEBERAN SER COLOCADOS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS.

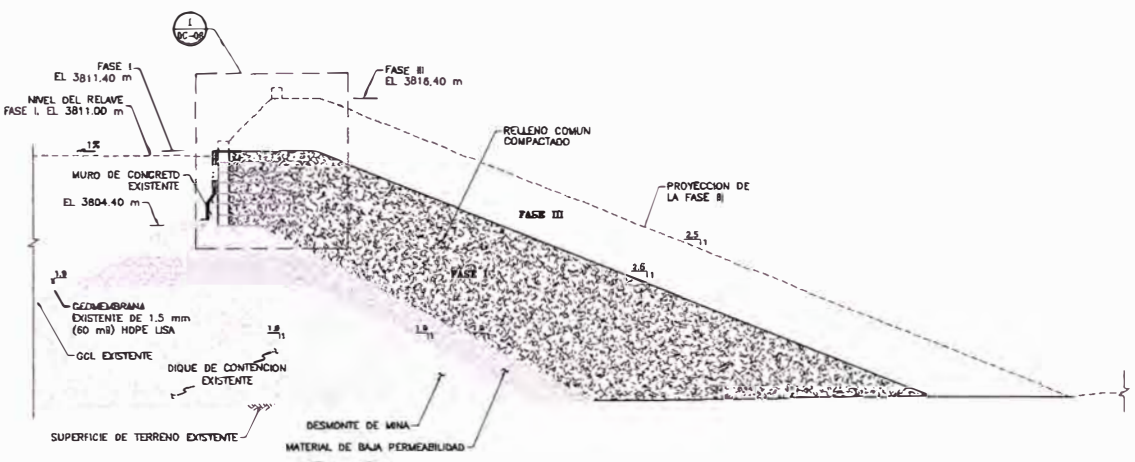
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO No DC-03
TITULO DEL EFECTIVO RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS	EDICION: INICIAL FECHA: JULIO 2009
LABORA DIQUE DE CONTENCIÓN, SECCIONES Y DETALLES PLANO 1 DE 4	DISEÑADO POR FREDY CUEHARA PERALTA



D D SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN ZONA OESTE
 DC-01 DC-02
 ESCALA = 1:250



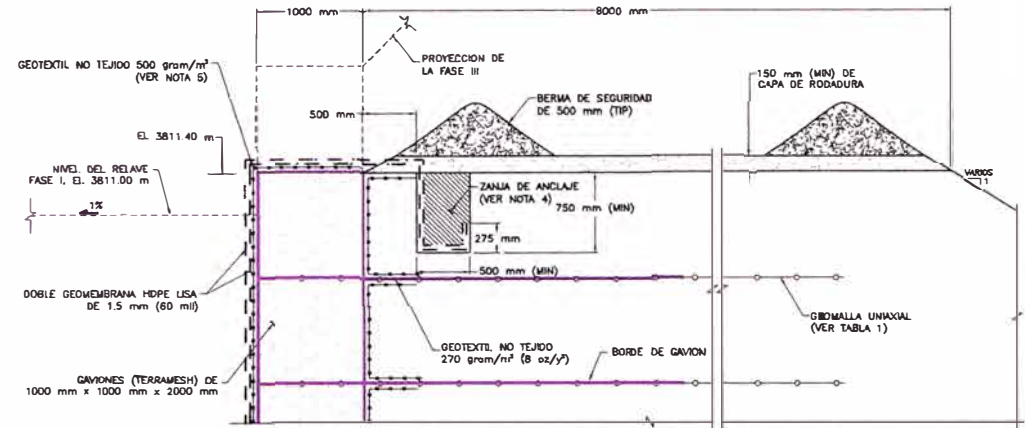
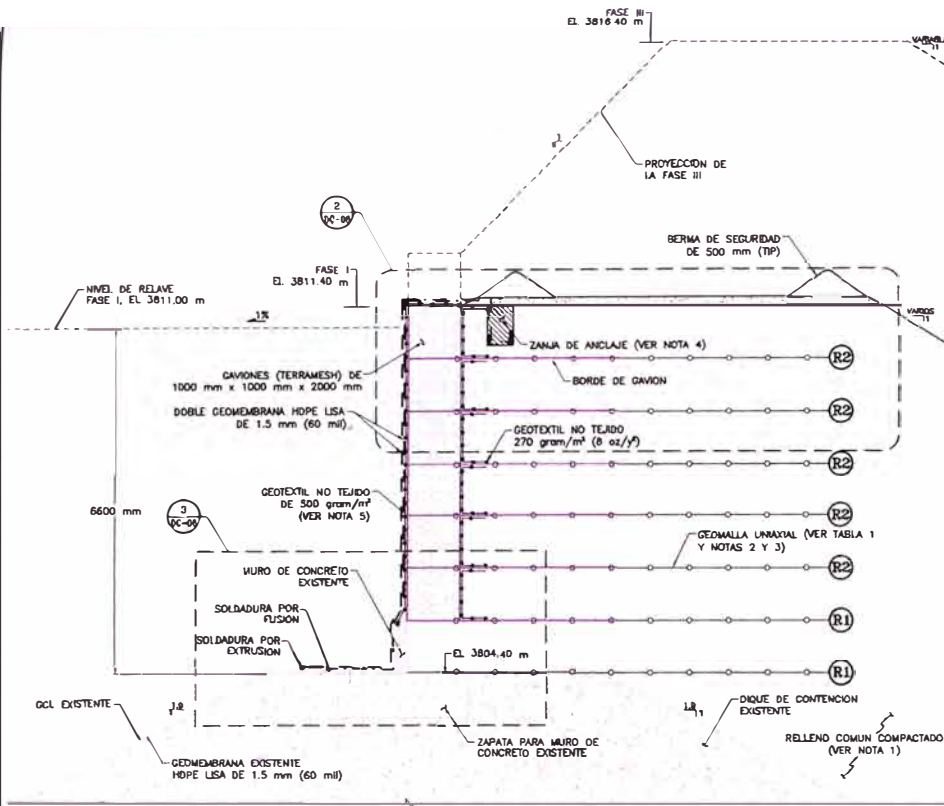
E E SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN ZONA SUR
 DC-01 DC-02
 ESCALA = 1:250



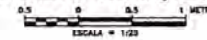
F F SECCION TIPICA - DIQUE DE CONTENCIÓN SURESTE
 DC-01 DC-02
 SOBRE RELAVES EXISTENTES
 ESCALA = 1:250

NOTA:
 1. TODO MATERIAL INADECUADO ENCONTRADO DURANTE LA CONSTRUCCION DEBERA SER RETIRADO Y REEMPLAZADO CON RELLENO COMUN COMPACTADO COMO SEA REQUERIDO POR EL INGENIERO.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	PLANO NO: DC-04
TÍTULO DEL DISEÑO RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALIAS	ESCALA: INDICADA
LÁMINA: DIQUE DE CONTENCIÓN, SECCIONES Y DETALLES PLANO 2 DE 4	FECHA: JUNIO 2011
	DISEÑADO POR: FREDDY GUEVARA PERALTA



2 2 DETALLE TIPICO DE ZANJA DE ANCLAJE Y ARREGLO DEL REFUERZO CON GEOMALLAS EN LA CRESTA DEL DIQUE DE CONTENCION FASE I



1 1 ARREGLO DEL TALUD INTERIOR DEL DIQUE DE CONTENCION GAVIONES Y REFUERZO CON GEOMALLA

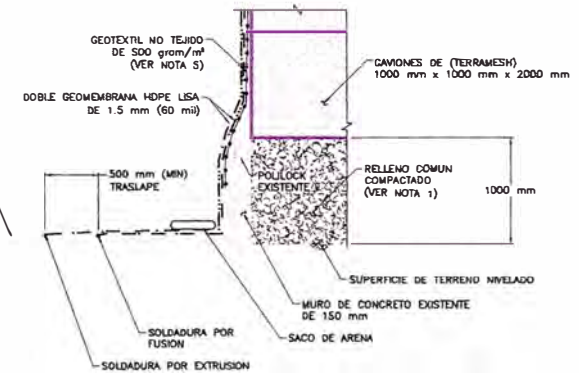


TABLA 1
DISTRIBUCION DE REFUERZOS - MURO SUPERIOR

REFUERZO	NUMERO DE VECES	ESPARCIMIENTO VERICAL EV (m)	LONGITUD DE REFUERZO L.R (m)	LONGITUD DE REFUERZO TOTAL (m)	TENSION DE DISEÑO (KN/m) (VER NOTA 3)
R1	2	1.0	8.0	40.0	100.0
R2	5	1.0	8.0	16.0	60.0

NOTAS:

1. TODOS LOS MATERIALES DEBERAN SER COLCADOS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS
2. LA GEOMALLA SE COLOCARA ENTRE EL GAVION INFERIOR Y EL SUPERIOR. ES DECIR TERMINADO DE COLOCAR EL GAVION INFERIOR SE COLOCARA LA GEOMALLA PARA LUEGO COLOCAR EL GAVION SUPERIOR.
3. EL PROVEEDOR DE LA GEOMALLA DEBERA CONSIDERAR LOS FACTORES DE REDUCCION DEBIDO A DAÑOS DURANTE LA INSTALACION, FLUENCIA DE MATERIA, DEGRADACION QUIMICA Y DEGRADACION BIOLOGICA DEL REFUERZO A UTILIZAR.
4. EL RELLENO DE LAS ZANJAS DE ANCLAJE DEBERA HACERSE CON MATERIAL COMPACTADO DE GRADACION FINA Y LIBRE DE EXCESO DE GRAVAS. EL RELAVE EXISTENTE, ES APROPIADO PARA EL RELLENO DE ZANJAS DE ANCLAJE.
5. DEBERA COLOCARSE UN GEOTEXTIL DE 500 gram/m² ENTRE LOS GAVIONES Y LA GEOMEMBRANA PARA EVITAR DAÑOS EN ESTA.



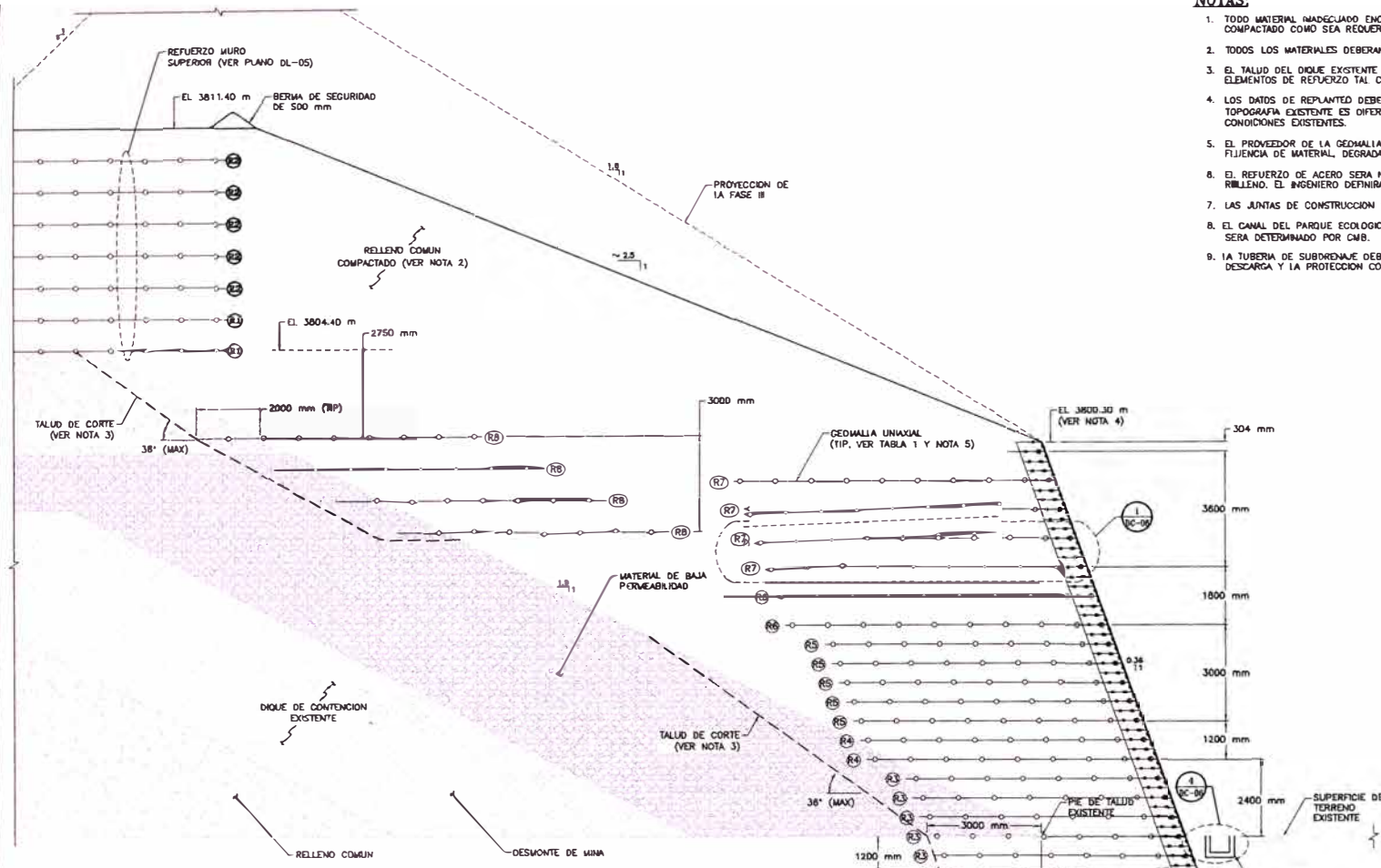
3 DETALLE TIPICO DEL ANCLAJE DE LA GEOMEMBRANA ZONA INFERIOR DEL MURO REFORZADO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		PLANO No:
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		DC-05
TITULO DEL INFORME		ESCALA:
RE - CRECIMIENTO DE DEPÓSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS		FECHA: JULIO 2009
AUTOR:		DISEÑADO POR:
DIQUE DE CONTENCION, SECCIONES Y DETALLES		FREDDY GUEVARA PERALTA
PLANO 4 DE 4		

NOTAS:

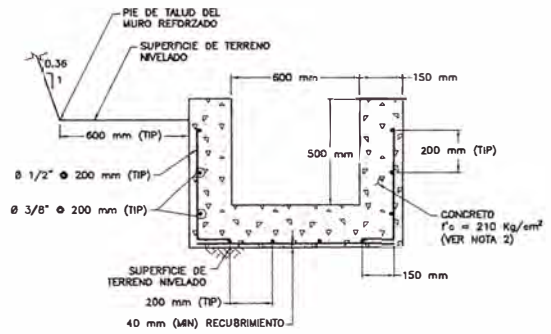
1. TODO MATERIAL MADUJADO ENCONTRADO DURANTE LA CONSTRUCCION DEBERA SER RETIRADO Y REEMPLAZADO CON RELLENO COMUN COMPACTADO COMO SEA REQUERIDO POR EL INGENIERO.
2. TODOS LOS MATERIALES DEBERAN SER COLOCADOS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS.
3. EL TALUD DEL DIQUE EXISTENTE DEBERA SER ABATIDO CON UNA INCLINACION NO MAYOR A 36° PARA PERMITIR EL ANCLAJE DE LOS ELEMENTOS DE REFUERZO TAL COMO SE MUESTRA EN ESTE PLANO.
4. LOS DATOS DE REPLANTEO DEBERAN SER APROBADOS POR EL INGENIERO EN CAMPO ANTES DE LA CONSTRUCCION. SI LA TOPOGRAFIA EXISTENTE ES DIFERENTE A LA MOSTRADA EN LOS PLANOS, EL INGENIERO DEBERA AJUSTAR EL DESERO A LAS CONDICIONES EXISTENTES.
5. EL PROVEEDOR DE LA GEOMALLA DEBERA CONSIDERAR LOS FACTORES DE REDUCCION DEBIDO A DAÑOS DURANTE LA INSTALACION, FIJACION DE MATERIAL, DEGRADACION QUIMICA Y DEGRADACION BIOLÓGICA DEL REFUERZO A UTILIZAR.
6. EL REFUERZO DE ACERO SERA NECESARIO EN AQUELLOS TRAMOS DONDE EL CANAL SEA CONSTRUITO TOTAL O PARCIALMENTE EN RILLENDO. EL INGENIERO DEFINIRA DURANTE LA CONSTRUCCION LA NECESIDAD DEL REFUERZO.
7. LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION DEBERAN SER DE 25 mm DE ESPESOR ESPAGUADAS CADA 6 METROS Y SELLADAS CON POLIURETANO.
8. EL CANAL DEL PARQUE ECOLOGICO ESTA UBICADO COMO SE MUESTRA EN LA SECCION 4 DE ESTE PLANO, EL PUNTO DE DESCARGA SERA DETERMINADO POR CMB.
9. LA TUBERIA DE SUBDRENAJE DEBERA DESCARGAR AL TERRENO NATURAL EXISTENTE. EL INGENIERO DEBERA DETERMINAR EL LUGAR DE DESCARGA Y LA PROTECCION CONTRA LA EROSION.



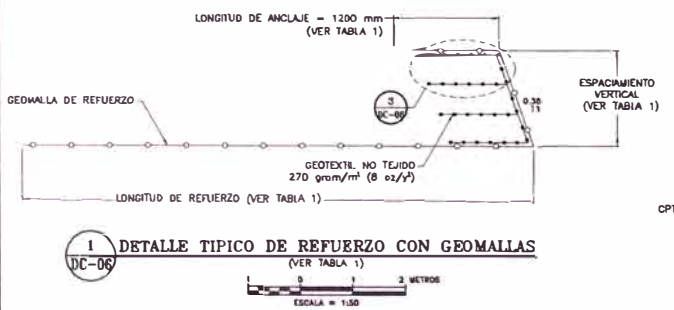
**TABLA 1
DISTRIBUCION DE REFUERZOS
MURO INFERIOR Y PARTE CENTRAL
ZONA NORTE**

REFUERZO	ESPACIMIENTO VERTICAL (mm)	LONGITUD REFUERZO (m)	LONGITUD DE ANCLAJE (mm)	TENSION DE DESERO (KN/m) (VER NOTA 5)
R3	600	8.0	1200	100
R4	600	9.0	1200	100
R5	600	9.0	1200	60
R6	900	10.0	1200	60
R7	900	10.0	1200	45
R8	1000	9.0	-	100

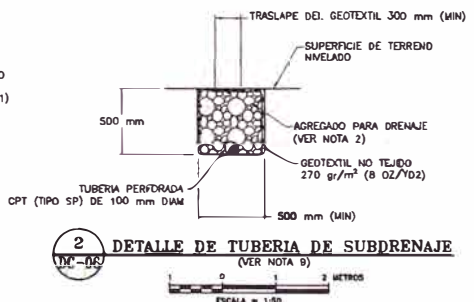
2 SECCION TIPICA DE REFUERZO CON GEOMALLAS EN EL TALUD EXTERIOR DEL DIQUE DE CONTENCIÓN (LÍMITE DE PROPIEDAD)
(VER TABLA 1)
ESCALA = 1:75



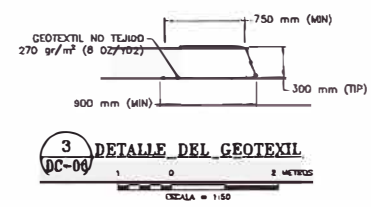
4 DETALLE TIPICO DEL REFUERZO DEL CANAL
(VER NOTAS 6, 7 Y 8)
ESCALA = 1:125



1 DETALLE TIPICO DE REFUERZO CON GEOMALLAS
(VER TABLA 1)
ESCALA = 1:150

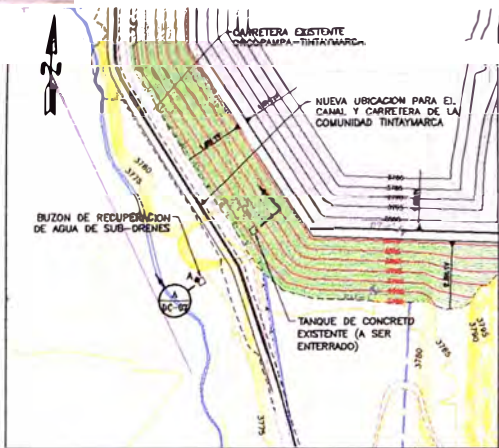


2 DETALLE DE TUBERIA DE SUBDRENAJE
(VER NOTA 9)
ESCALA = 1:50

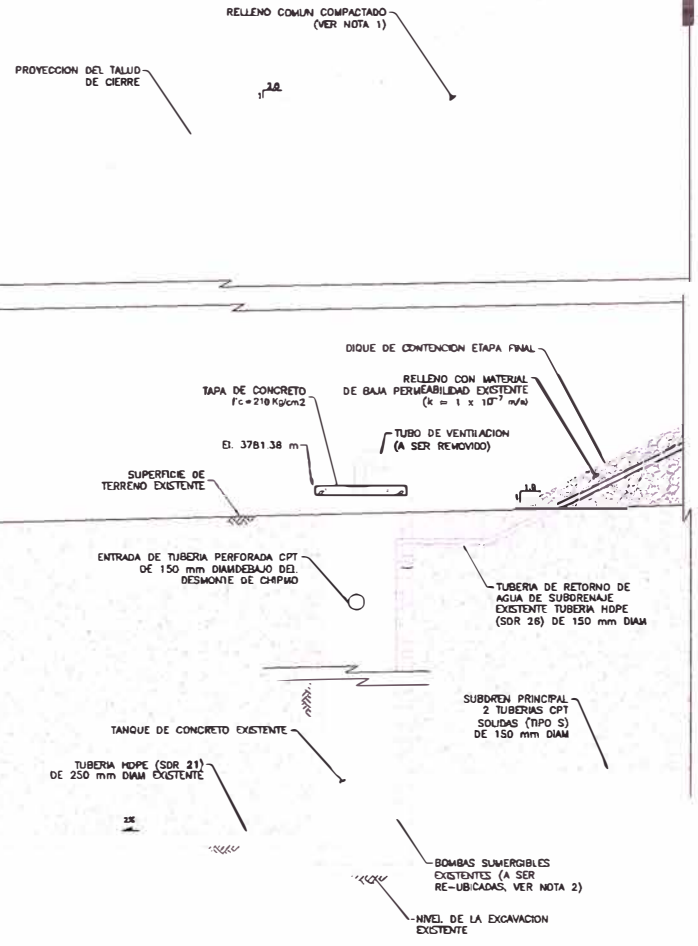
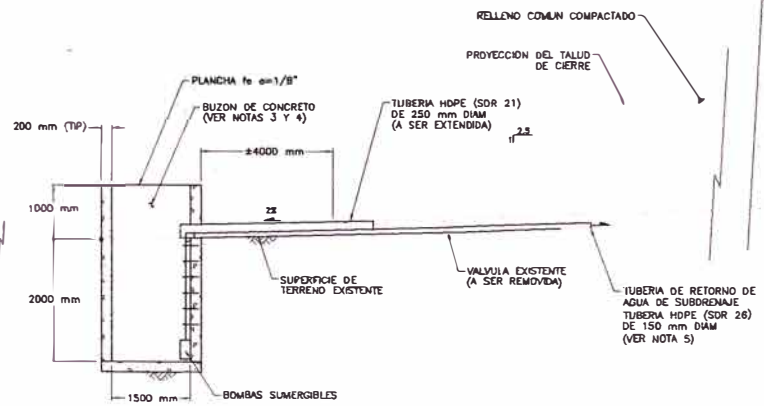


3 DETALLE DEL GEOTEXTIL
(VER TABLA 1)
ESCALA = 1:50

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		PLANO No: DC-06
TÍTULO DEL APOYO: RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS		ESCALA: INDICADA FECHA: JULIO 2009
LÁMINA: MURO DE REFUERZO SECCIONES Y DETALLES		DISEÑADO POR: FREDDY GUAYANA PERALTA



- LEYENDA**
- 3800 CURVAS DE NIVEL DE SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE Y ELEVACION EN METROS
 - 3700 CURVAS DE NIVEL DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 ETAPA INICIAL/FINAL Y ELEVACION EN METROS (EXISTENTE)
 - 3600 CURVAS DE NIVEL DEL RE-CRECIMIENTO FASE I DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 Y ELEVACION EN METROS
 - LIMITE DE CORTE O RELLENO
 - CARRETERA EXISTENTE
 - CANAL EXISTENTE
 - CANAL DE CONDUCCION DE RELAVE
 - LIMITE DE PROPIEDAD
 - PZ 1 PIEZOMETROS
 - PM 1 POZO DE MONITOREO



A BUZON DE RECEPCION DE AGUA DE SUBDRENAJE
 ESCALA 1:50

NOTAS:

- 1 TODOS LOS MATERIALES DEBERAN SER COLOCADOS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS.
- 2 SERAN REUBICADAS LAS DOS BOMBAS SUMERGIBLES DE ENCENDIDO AUTOMATICO (UNA DE ELIAS EN STAND BY). EL TABLERO DE CONTROL SERA INSTALADO POR LA COMPANIA DE MINAS BUENAVENTURA S.A.A. EL BOMBEO DEL AGUA PROVENIENTE DE LOS SUBDRENAJES SERA CONSTANTE, MIENTRAS EL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 ESTE EN OPERACION.
- 3 EL BUZON DE RECEPCION DE AGUA DE SUBDRENAJE, CONSISTIRA EN UN CILINDRO DE CONCRETO ARMADO DE 2.0 m DE ALTURA Y 1.5 m DE DIAMETRO INTERIOR. EL CONCRETO DEL CILINDRO INFERIOR Y LA BASE DEL TANQUE SERAN PREPARADOS CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.
- 4 PARA VER DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO PARA EL BUZON DE CONCRETO REFERIRSE AL PLANO 201-013-32-140 DEL RE-CRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4 (OCTUBRE 2006).
- 5 LA TUBERIA DE RETORNO DE AGUA DE SUBDRENAJE DEBERA DESCARGAR AL INTERIOR DEL RE-CRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES No. 4, SEGUN COMO LO DETERMINE EL INGENIERO.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		PLANO No
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		DC-07
TITULO DEL PROYECTO		FECHA
RE - CRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS		JULIO 2009
LABORA		DESIGNADO POR
BUZON DE CONCRETO PLANTA Y SECCIONES		FREDDY CUEVARRA PERALTA

Anexo :
TABLAS

RECRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

TABLA 3.1
Crterios de diseo

ÍTEM	DATOS
UBICACIÓN	<p>TOPOGRAFÍA Recibida en Agosto 2008, curvas de nivel cada metro</p> <p>LIMITES DEL ÁREA DE LA OBRA Al Este: los depósitos de relaves Nº 2 y 3 existentes Al Oeste: La carretera, canal de irrigación a Tintaymarca y la banqueta a la ribera este del río Orcopampa. Al Norte: Propiedad Huisacayna. Al Sur: Límite de concesión de beneficio.</p>
CLIMA	<p>TEMPERATURA: Temperatura máxima = 26,1 °C Temperatura media anual = 13,0 °C Temperatura mínima = -5,2 °C</p> <p>PRECIPITACIÓN: Precipitación anual = 459.6 mm/año Precipitación máxima en 24 h: 43 mm/día (T = 5 años) 71,5mm/día (T = 50 años) 80 mm/día (T = 100 años) – diseño según MEM 100 mm/día (T = 500 años)</p> <p>EVAPORACION: Módulo de evaporación = 1 555 mm/año</p> <p>VIENTOS: Dirección dominante = Sur - sureste Velocidad media = 13,7 km/h</p>
GEOLOGÍA	<p>Volcánicas Terciario – Grupo Tacaza (tufos, brechas) Intrusivas Terciario- Complejo Sarpane (dacitas, latita, cuarzosa, andesitas) Sedimentos Cuaternarios formando terrazas fluviales.</p>
SISMICIDAD	<p>Zona de sismicidad alta. Zona 3 Aceleración sísmica = 0,25 g (Retomo de 100 años)</p> <p>Aceleración sísmica = 0,40 g (Retomo de 500 años)</p>

RECRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

**TABLA 3.1 (CONT.)
Criterios de diseño**

ITEM	DATOS															
<p>GEOTECNIA DEL ÁREA Área Oeste de depósitos existentes 2 y 3)</p>	<p>SUELO DE CIMENTACIÓN: Material aluvial: gravas arenosas bien y mal graduadas. Gradación:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th align="center">Promedio</th> <th align="center">Rango</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Gravas (2 – 50,8 mm)</td> <td align="center">62,3%</td> <td align="center">55,2 - 70,8%</td> </tr> <tr> <td>Arena (0,07- 2 mm)</td> <td align="center">36,0%</td> <td align="center">28,7 – 43,1%</td> </tr> <tr> <td>Finos (menores .075mm)</td> <td align="center">1,7%</td> <td align="center">0,4 – 3,8%</td> </tr> </tbody> </table> <p>Humedad promedio = baja $G_s = 2,69 - 2,70$ $\gamma_{nat} = 1,85 \text{ t/m}^3$ $\phi = 36^\circ, c = 0$</p> <p>ANÁLISIS CIMENTACIÓN: Asentamientos: despreciable</p>		Promedio	Rango	Gravas (2 – 50,8 mm)	62,3%	55,2 - 70,8%	Arena (0,07- 2 mm)	36,0%	28,7 – 43,1%	Finos (menores .075mm)	1,7%	0,4 – 3,8%			
	Promedio	Rango														
Gravas (2 – 50,8 mm)	62,3%	55,2 - 70,8%														
Arena (0,07- 2 mm)	36,0%	28,7 – 43,1%														
Finos (menores .075mm)	1,7%	0,4 – 3,8%														
<p>GEOTÉCNICA DEL RELAVE</p>	<p>RELAVE: Gradación de relaves existentes:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th align="center">Descripción</th> <th align="center">Arena (0,07- 2mm)</th> <th align="center">Finos (menores 0,07mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2003 – Promedio</td> <td align="center">69,5%</td> <td align="center">30,5%</td> </tr> <tr> <td>2003 – Rango</td> <td align="center">50,6 – 82,4%</td> <td align="center">17,6 – 49,4%</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>1996 – Promedio</td> <td align="center">74 %</td> <td align="center">26%</td> </tr> <tr> <td>1996 – Rango</td> <td align="center">62,4 – 80,6%</td> <td align="center">19,4 – 37,6%</td> </tr> </tbody> </table> <p>LL = no presenta; LP = no presenta $G_s = 2,74$ (promedio) $\gamma_{seca} = 1,38 \text{ g/cm}^3$ $\gamma_{max} = 1,60 \text{ g/cm}^3$ $\gamma_{min} = 1,30 \text{ g/cm}^3$ $\phi = 32^\circ, c = 0$ $k = 3,0 \text{ a } 7,3 * 10^{-3} \text{ cm/s}$</p> <p>Clasificación de relaves futuros: CL-ML Arena = 12,9 % Finos = 81,1 % LL = 25; LP = 7 $G_s = 2,673$ (promedio)</p>	Descripción	Arena (0,07- 2mm)	Finos (menores 0,07mm)	2003 – Promedio	69,5%	30,5%	2003 – Rango	50,6 – 82,4%	17,6 – 49,4%	1996 – Promedio	74 %	26%	1996 – Rango	62,4 – 80,6%	19,4 – 37,6%
Descripción	Arena (0,07- 2mm)	Finos (menores 0,07mm)														
2003 – Promedio	69,5%	30,5%														
2003 – Rango	50,6 – 82,4%	17,6 – 49,4%														
1996 – Promedio	74 %	26%														
1996 – Rango	62,4 – 80,6%	19,4 – 37,6%														
<p>NIVEL FREÁTICO</p>	<p>El agua en el depósito (sobre los relaves) alcanza la cota 3 797,37 y su volumen = 1 509 766 m³</p>															
<p>FACTORES DE SEGURIDAD PARA ESTABILIDAD</p>	<p>Factor de seguridad estático = 1,4 Factor de seguridad pseudoestático = 1,0 Factor de seguridad durante la construcción = 1,2 Factor de Seguridad estático durante el cierre = 1,5.</p>															

RECRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

**TABLA 3.1 (CONT.)
Criterios de diseño**

ITEM	DATOS				
PRODUCCIÓN DE RELAVES	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Producción diaria = 3 500 TM ▪ Densidad = 1,4 ton/m³ ▪ Tonelaje de pulpa = 6 978 TMS ▪ Contenido de sólidos en pulpa = 46,56 % ▪ Caudal de agua en pulpa = 155,4 m³/hora ▪ Descarga de agua del embalse por bombeo = 3 140 m³/día ▪ Volumen de agua no recuperable = 1 037 m³/día ▪ De agua que ingresa con la pulpa = 3 730 m³/día 				
RE-CRECIMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE RELAVES Nº 4	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 3 MTM a ser procesados procedentes de la relavera Nº 3. Los relaves de la relavera Nº 2 no serán procesados. ▪ Utilizar material de relleno común para la conformación de Dique. ▪ El desmonte de mina no ha sido utilizado para conformar el Dique. ▪ Hasta Agosto de 2008 se han depositado 1 480 000 m³ de relaves saturados. ▪ Capacidad actual del depósito de relaves Nº 4 es de aproximadamente 1 509 000 m³ ▪ Capacidad del Re-crecimiento a partir de la cota 3 804,4 msnm hasta la cota 3 811,4 es de aproximadamente 2 300 000 TM <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th align="center">Vida años</th> <th align="center">Cota final de la playa msnm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td align="center">1,8</td> <td align="center">3 811,40</td> </tr> </tbody> </table> <p>MÉTODO DE DISPOSICIÓN: Descarga directa por gravedad, Tubería perimetral con salidas cada 40 metros Nivel del punto de suministro de relaves del canal existente = 3 820,50 m</p>	Vida años	Cota final de la playa msnm	1,8	3 811,40
Vida años	Cota final de la playa msnm				
1,8	3 811,40				

**RECRECIMIENTO DE DEPOSITO DE RELAVES UTILIZANDO MUROS DE
SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS**

**TABLA 3.1 (CONT.)
Criterios de diseño**

ITEM	DATOS
CONSTRUCCIÓN	<p>TERRAPLÉN: Nivel actual del depósito N° 4 = 3 804,40 msnm Elevación Proyectada = 3 811,40 msnm Nivel de relave = 3 811,0 msnm Borde Libre = 0,4 m Pendiente aguas abajo = 1V:1,9H / 1V:1,6H / 1V:2H Ancho de la cresta = 9 m (inc. Gavión) y 4 m (zona este)</p> <p>$G_s = 2,69 - 2,70$ $\gamma_{nat} = 1,85 \text{ t/m}^3$ $\phi = 34^\circ, c = 0$</p> <p>RE-CRECIMIENTO: Revestido con geomembrana de HDPE y con revestimiento geosintético de arcilla (GCL) $k < 0,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$</p> <p>Utilizar relleno común compactado para la conformación del Dique.</p> <p>En caso CMB requiera la utilización del material de desmonte de Mina (PAG) como parte del relleno, Knight Piésold recomienda realizar una revisión al diseño utilizando los parámetros de suelo del PAG y material de baja permeabilidad el cual se utiliza para encapsularlo.</p>

TABLA 4.1
Resumen de ensayos de densidad in situ

Método de Cono de arena

ENSAYO DE DENSIDAD IN SITU															
Método de Cono de Arena															
ÁREA : Fundación, Relaveras		Parque Ecológico		Relavera N° 2				Relavera N° 3							
MES: AGOSTO 2008															
	Código de Muestras	DC-01	DC-02	DC-03	DC-04	DC-05	DC-06	DC-07	DC-08	DC-09	DC-10	DC-11	DC-12	DC-13	DC-14
00	Profundidad de ensayo (m)	0,3-0,43	0,3-0,43	1,50-1,63	1,50-1,63	1,4-1,53	1,40-1,53	1,60-1,73	1,60-1,73	1,60-1,73	1,40-1,53	1,20-1,33	1,20-1,33	2,0-2,13	2,0-2,13
01	Peso de suelo húmedo del hueco + bolsa (gr)	3,552	4,391	3,438.3	3,175.2	3,583.4	3,606.1	3,619.7	3,560.8	3,583.4	3,529	3,288.6	3,288.6	3,470	3,424.7
02	Peso de la bolsa (gr)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
03	Peso del suelo húmedo del hueco (1) - (2)	3,527	4,366	3,413.3	3,150.2	3,558.4	3,581.1	3,594.7	3,535.8	3,558.4	3,504	3,263.6	3,263.6	3,445.0	3,399.7
04	Peso de la arena calibrada + frasco (gr)	5,919	5,965	5,919.5	6,032.9	6,114.5	6,032.9	5,987.5	5,896.8	5,919.5	5,896.8	5,996.6	6,001.1	6,010.2	6,055.6
05	Peso de la arena sobrante + frasco (gr)	1,588	1,089	1,406.2	1,360.8	2,290.7	1,632.0	1,224.7	1,315.4	1,292.8	1,261	1,360.8	1,406.2	1,270.1	1,451.5
06	Volumen del Cono (0,043 ft3) (ml)	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.18	1,026.2	1,026.2	1,026.2
07	Densidad de la arena gr/ml	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375
08	Volumen del suelo ((4)-(5) / (7)) - (6)	2,123.638	2,520.002	2,256.220	2,371.711	1,754.765	2,174.475	2,437.675	2,305.747	2,338.693	2,345.311	2,345.311	2,315.565	2,421.165	2,322.256
09	Densidad del suelo húmedo (3) / (8)	1.661	1.733	1.513	1.328	2.028	1.647	1.475	1.533	1.522	1.494	1.392	1.409	1.423	1.464

Método del Reemplazo de Agua

ÁREA : ORCOPAMPA		Talud de la Relavera N° 4	
MES: AGOSTO 2008			
	Código de Muestras	DC-15	
00	Profundidad de ensayo (m)	1,60-1,75	
01	Peso de la bolsa (gr)	40	
02	Peso de suelo húmedo del hoyo + bolsa (gr)	7,701	
03	Peso de suelo húmedo del hoyo (gr) (1) - (2)	7,661	
01	humedad del suelo (%)		
05	Volumen del agua en el hueco (cc)	3,840	
02	Densidad del suelo húmedo (gr/cm ³)	1.95	

Observaciones: _____

TABLA 4.2
Resumen de ensayos de laboratorio

Número de ensayo	Origen	N° de Muestra	Código	Prot. Muestreo (m)	Granulometría			Límites Atterberg		Gs ⁽³⁾	Humedad Natural (%)	Densidad in Situ ⁽⁴⁾ (g/cc)	Proctor			Consolidación			Corte Triaxial CU					Conductiv. Hidráulica (m/s)	Color de Material	Clasificación SUCS	Descripción de Suelo SUCS	Comentarios		
					Bolonería (%)	Graves (%)	Arena (%)	Limos/Arcillas (%)	LL ⁽¹⁾				IP ⁽²⁾	MDS ⁽⁵⁾ (%)	OCH ⁽⁶⁾ (%)	% Compact.	Pc (kPa)	Cc	Cs	Densidad (kN/m ³)	σ ¹ (kPa)	ε ¹ (%)	σ ² (kPa)						ε ² (%)	σ ³ (kPa)
1	Relavera N°2	C630	C-08	1.9			39.3	30.7	NP	NP		1.51												Gris	ML	Limo de baja plasticidad	Densidad por Cono de Arena			
2		C631	C-06	2.6			52.0	46.0	NP	NP	2.79													Beige	SM	Arena limosa	Suelo contractivo. densidad por cono de arena			
3		C632	C-06	5.3			38.2	61.6	NP	NP	12.60													Beige	ML	Limo de baja plasticidad				
4		C633	C-09	0.6			19.8	60.2	18	24														Gris	CL-ML	Arcilla con limos y arenas				
5		C634	C-09	1.3			11.3	88.7	26	8		1.85												Beige	CL-ML	Arcilla con limos y arenas	Densidad por Cono de Arena			
6		C635	C-06	5.4			14.0	86.0	27	8	2.82													Beige	CL	Arcilla magra				
7	Relavera N°3	C636	C-10	1.8			13.2	86.8	NP	NP	10.70	1.53												Beige	ML	Limo de baja plasticidad	Densidad por Cono de Arena			
8		C637	C-10	5.4			31.5	58.5	NP	NP	18.30													3.0E-06	GNs	ML	Limo de baja plasticidad			
9		C638	C-11	1.4			8.4	91.6	28	8	27.60	1.49												Beige	CL	Arcilla magra	Densidad por Cono de Arena			
10		C639	C-11	5.60			14.1	85.9	NP	NP	2.71	34.90												4.2E-07	Gris	ML	Limo de baja plasticidad			
11	Fundación	C622	C-01	5.20			66.0	30.0	4.0	49	30													Beige	GW	Grava bien gradada				
12		C623	C-02	1.10			24.1	47.6	28.3	32	12														Marrón	SC	Arena arcillosa			
13		C624	C-02	4.80			62.9	33.7	3.4	35	15														Beige	GW	Grava bien gradada			
14		C625	C-03	0.40			25.5	45.1	28.4	33	13														Marrón	SC	Arena arcillosa			
15		C626	C-03	5.10			62.5	33.3	4.2	38	20														Beige	GP	Grava pobremente gradada			
16		C627	C-04	5.30			61.3	34.7	4.0	35	15														Beige	GW	Grava bien gradada			
17		C628	C-05	0.40			39.0	32.5	28.5	36	15														Marrón	GC	Grava arcillosa			
18		C629	C-05	5.40			63.8	32.6	3.8	42	24	9.80													Beige	GP	Grava pobremente gradada			
19	Parque Ecológico	C640	C-06	2.00			2.9	56.2	40.9	36	14	28.80	1.66												Marrón	SC	Arena arcillosa	Densidad por Cono de Arena		
20		C641	C-06	3.60			47.4	42.3	10.3	35	17		1.73												Marrón	GP-GC	Grava pobremente gradada con arcilla	Densidad por Cono de Arena		
21		C642	C-07	0.50			66.4	33.6	NP	NP																Beige	SM	Arena limosa		
22		C643	C-07	1.60			64.6	35.4	NP	NP	19.80															Gris	SM	Arena limosa		
23		C644	C-13	0.45			42.7	34.7	22.8	40	21	14.00														Marrón	GC	Grava arcillosa		
24		C645	C-13	0.80			0.7	62.8	6.5	NP	NP	9.00														Beige	SP-SM	Arena pobremente gradada y limosa		
25		C646	C-13	1.30			21.6	71.3	6.5	NP	NP	8.50														Marrón	SP-SM	Arena pobremente gradada y limosa		
26		C647	C-14	1.40			2.5	56.8	40.7	NP	NP															Gris	SM	Arena limosa		
27		C648	C-14	2.00			1.1	42.7	56.2	31	11															Marrón osc	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad		
28	Talud del Deposito N°4	C649	C-12	2.00			38.7	37.0	24.3	37	19	1.95													4.1E-08	Marrón	GC	Grava arcillosa	Densidad por reemplazo de agua	
29																														
29	Cantera Capilla	C650					4.3	34.5	81.2	41	20															Marrón	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	Cantera para BP	
30	Cantera Misahuencia RC	C651					40.9	58.4	2.7	NP	NP																SP	Arena mal gradada	Cantera Relleno común	
31	Cantera Misahuencia RC	C652					42.9	54.3	2.8	NP	NP																Gris	SP	Arena mal gradada	Cantera Relleno común
32	Cantera Misahuencia BP	C653					17.5	33.7	48.8	43	25																Marrón	SC	Arena arcillosa	Cantera para BP
33	Cantera Huilluco	C654					8.1	91.9	51	31		1777.00	16.8														Marrón	CH	Arcilla inorgánica	Cantera para BP
34	Cantera Huilluco	C655					8.5	90.5	54	32																	Marrón	CH	Arcilla inorgánica	Cantera para BP
35	Desmonte prometida	C656					38.7	40.9	20.4	35	18																Plomo	SC	Arena arcillosa	Desmonte de mina
36	Desmonte prometida	C657					41.8	37.6	20.8	34	17																Plomo	GC	Grava arcillosa	Desmonte de mina

(1) LL = Límite Líquido de Atterberg.
(2) IP = Índice de plasticidad de Atterberg.
(3) Gs = Gravedad Específica de Sólidos.
(4) Densidad in Situ = Ensayos de Densidad realizados en Campo.
(5) MDS = Máxima Densidad Seca Curvada por sobremoldeo.
(6) OCH = Óptimo Contenido de Humedad Corregido por sobremoldeo.
(7) φ = Ángulo de fricción total y efectiva al 15% de la deformación axial.
(8) c = Cohesión total y efectiva al 15% de la deformación axial.
(9) ε = Esfuerzo cortante.