

REPORTE FINAL

DISEÑO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE SULFUROS PRIMARIOS DE CERRO VERDE

Preparado para
Sociedad Minera Cerro Verde S.A.A.
Asiento Minero Cerro Verde – Uchumayo
Casilla Postal 299
Arequipa, Perú

Junio 2004

Diseño a Nivel de Factibilidad de la Presa de Relaves

Estudio de Factibilidad del Proyecto De Sulfuros Primarios de Cerro Verde

Tabla de Contenido

1.0	Introducción.....	9
1.1	Antecedentes.....	9
1.2	Alcances de los Trabajos	11
1.3	Organización del Informe.....	11
2.0	Selección del Sitio del DAR.....	13
3.0	Objetivos y Criterios de Diseño	14
4.0	Condiciones Generales del Sitio.....	17
4.1	Geología Regional	17
4.2	Geología del Sitio del Proyecto.....	17
4.3	Sismicidad	19
4.4	Climatología	20
4.5	Hidrología.....	21
5.0	Programa de Investigación Geotécnica	23
5.1	Aspectos Generales.....	23
5.2	Investigación con Perforaciones de Prueba.....	23
5.3	Investigación con Calicatas	25
5.4	Caracterización del Material Potencial de Préstamo	25
5.4.1	Materiales de Préstamo para Enrocado	26
5.4.2	Materiales de Préstamo de Arena y Grava	27
5.4.3	Materiales Finos de Préstamo de Baja Permeabilidad.....	29
5.5	Relleno de Prueba.....	30
5.6	Pruebas de Laboratorio.....	32
6.0	Caracterización de los Relaves.....	33
6.1	Generalidades	33
6.2	Materiales de Relaves Enteros.....	34
6.3	Resultados de la Evaluación de Ciclones realizada por Krebs.....	34
6.4	Resultados de Laboratorio de Underflow y Overflow	35
7.0	Análisis de Ingeniería.....	38

7.1	Generalidades	38
7.2	Análisis del Balance de Materiales.....	38
	7.2.1 Propósito.....	38
	7.2.2 Metodología y Supuestos	38
	7.2.3 Resumen de los Resultados	39
7.3	Análisis de la Infiltración en la Presa	40
	7.3.1 Propósito.....	40
	7.3.2 Metodología y Supuestos	40
	7.3.3 Resumen de los Resultados	43
7.4	Análisis de la Filtración del Estribo Oeste	44
	7.4.1 Generalidades	44
	7.4.2 Metodología y Supuestos	44
	7.4.3 Resumen de Resultados.....	45
7.5	Análisis de Estabilidad Estática del Talud	47
	7.5.1 Propósito.....	47
	7.5.2 Metodología y Supuestos	47
	7.5.3 Resultados de los Análisis de Estabilidad Estática.....	48
7.6	Análisis de Estabilidad Dinámica del Talud.....	48
	7.6.1 Propósito.....	48
	7.6.2 Metodología y Supuestos	49
	7.6.3 Resultados de los Análisis de Estabilidad Dinámica del Talud...50	
7.7	Análisis del Balance Hídrico	51
	7.7.1 Propósito.....	51
	7.7.2 Metodología y Supuestos	51
	7.7.3 Resumen de Resultados.....	55
8.0	Diseño de Factibilidad de la Presa de Relaves	56
8.1	Aspectos Generales.....	56
8.2	Presa de Arranque.....	57
8.3	Presa de Relaves	60
8.4	Sistema de Recolección de Infiltración	61
	8.4.1 Fuentes potenciales de material de préstamo	62
	8.4.2 Subdrenes de la Presa	62
	8.4.3 Sumidero de recolección de filtración.....	64
8.5	Consideraciones de Construcción y Operaciones.....	65
	8.5.1 Levantamiento de la Presa de Relaves	65

8.5.2	Desarrollo/Levantamiento de Reservorio de Relaves	67
8.5.3	Sistema de Recolección de Infiltración	67
8.5.4	Instrumentación de Monitoreo.....	68
9.0	Cronograma de Construcción y Estimación de Costo	70
9.1	Cronograma de Construcción	70
9.2	Estimación del Costo	70
9.2.1	Estimación del Costo de Diseño Final.....	74
9.2.2	Estimación del Costo del Proceso de Selección del Contratista..	75
9.2.3	Estimación del Costo de Construcción	75
9.2.4	Estimación del Costo de la Gerencia de Construcción.....	78
9.2.5	Estimación del Costo Operacional	78
10.0	Información General.....	81
11.0	Créditos.....	82
12.0	Referencias	83

Diseño a Nivel de Factibilidad de la Presa de Relaves

Estudio de Factibilidad del Proyecto De Sulfuros Primarios de Cerro Verde

Resumen Ejecutivo

Sociedad Minera Cerro Verde S.A.A. (SMCV), subsidiaria de Phelps Dodge Mining Company (PD) actualmente evalúa la factibilidad del propuesto Proyecto de Sulfuros Primarios de Cerro Verde. Como parte del estudio de factibilidad, SMCV contrató a URS Corporation (URS) con el objeto de desarrollar el diseño a nivel de factibilidad para la parte correspondiente a la presa de relaves del depósito de relaves (DAR) para una producción de 108,000 toneladas métricas diarias (t/d). Este informe presenta el diseño a nivel de factibilidad para los componentes de diseño de la presa de relaves que principalmente consisten en la presa de arranque, la elevación de la presa inicial (presa de relaves) y el sistema recolector de infiltración. En general, el alcance del trabajo de URS consistió en monitorear las investigaciones geotécnicas de campo, dirigir las pruebas de laboratorio, realizar los análisis de ingeniería, elaborar los planos de diseño a nivel de factibilidad y el cálculo de costos correspondientes (construcción inicial y operacionales) así como el cronograma de la construcción para las 108,000 t/d.

Concepto del Diseño

El concepto general del diseño para el depósito de relaves es construir una presa de arranque, antes del comienzo de las operaciones, usando materiales de construcción disponibles localmente y elevar la presa de arranque empleando relaves ciclonados underflow durante las operaciones de depósito de relaves. Los objetivos específicos del proyecto para el diseño de la presa son:

- Satisfacer los criterios de estabilidad internacionalmente aceptados para la construcción de presas en áreas de alta sismicidad;
- Minimizar el riesgo de infiltración en el medio ambiente;
- Incorporar materiales disponibles localmente para la construcción cuyo costo sea económicamente ventajoso pero sin comprometer la seguridad; y
- Satisfacer todos los requisitos reglamentarios del Perú en relación con la construcción del DAR.

Debido a las restricciones de capacidad en las ubicaciones probables para el DAR, es posible que no se cumpla con el almacenamiento de 1.033 millones de toneladas. En consecuencia, el criterio de diseño es almacenar el mayor volumen posible de material de relave en la ubicación seleccionada del DAR entendiéndose que el remanente de los materiales de relave serán depositados en el tajo de la mina.

Resultados de las Investigaciones de Campo

Geología y Condiciones del Subsuelo

Las investigaciones de campo a lo largo de la proyección en planta de la presa de arranque y de la presa de relaves indican que la fundación generalmente consiste en lecho de roca cercana a la superficie cubierta con una capa relativamente delgada de material coluvial, con excepción del material de aluvión a lo largo del fondo de Quebrada Enlozada. En general, el lecho de roca es roca volcánica intrusiva y extrusiva de andesita, gabro y diorita. La porción superior del lecho de roca (unos 20 m) parece estar sumamente fracturada con permeabilidad relativamente elevada. El material de aluvión parece ser relativamente denso y, en consecuencia, no es susceptible a la licuefacción. En general, la fundación parece ser apropiada para soportar la presa de relaves propuesta.

Dos rocas sedimentarias incluyendo la Formación Socosani, que consiste en piedra caliza, y el Grupo Yura superyacente, que comprende piedra caliza interestratificada, limolita y arenisca, se hallan presentes en el estribo occidental. Estas unidades afloran en una ancha estructura sinclinal. Las capas inferiores de piedra caliza, ubicadas en el mapa como la Formación Socosani, consisten casi en su totalidad de piedra caliza y se prevé que posean una permeabilidad más elevada, en comparación con las rocas interestratificadas en el Grupo Yura, en relación con las disoluciones a lo largo de las estratificaciones y las grietas. Durante el levantamiento superficial en el emplazamiento, no se observó sumideros ni cavernas, normalmente asociados con la piedra caliza cárstica, ni se los encontró en las perforaciones de prueba realizadas para esta investigación.

Sismicidad

El DAR estará situado en una zona de alta sismicidad que se caracteriza por haber tenido grandes sismos destructivos en el pasado. El Sismo de Base de Diseño (DBE) fue seleccionado como un sismo megafalla M 9.0, que es el Máximo Sismo Creíble (MCE), con una aceleración máxima horizontal en el percentil 84 de 0.47 g. Los resultados de los análisis probabilísticos indican que, en el rango de interés de los períodos estructurales en cuestión (períodos estructurales superiores a 0.2 segundos), las aceleraciones espectrales del nivel percentil 84 respecto del sismo megafalla M9.0 se asocian a períodos de retorno de 2,000 a 3,000 años aproximadamente.

Hidrología

Se ha registrado el promedio total anual de la precipitación en la Mina Cerro Verde en 36 mm aproximadamente, mientras que el promedio anual de la evaporación muestra un registro de 2,243 mm. Se calcula que el PMP para el DAR se aproxima a 293 mm y corresponde a un volumen de escorrentía de PMF de 2,360,000 m³ en el emplazamiento del DAR.

Materiales de Préstamo

Los materiales de desecho del "Botadero 35" y de la "Capa de Lixiviación" obtenidos de las operaciones mineras son materiales de préstamo apropiados con suficiente cantidad para la construcción de la presa inicial.

El lecho de roca cerca de la superficie en el lado oeste del valle aguas abajo de la presa de relaves aparentemente es apropiado para una operación de cantera destinada al procesamiento del material de drenaje para el sistema recolector de infiltración. El material de aluvión parece ofrecer fuentes de préstamo apropiadas para el procesamiento del material de filtro para el sistema recolector de infiltraciones. Las cantidades de los materiales de filtro y drenaje provenientes de estas fuentes deberían ser suficientes para las instalaciones previstas.

Características de los Materiales de Relave

Las pruebas de reología y simulación fueron realizadas por Krebs en materiales proporcionados por SMVC representativos de todos los relaves. Los resultados indican que la recuperación de relaves underflow sería el 36% del total de los materiales de relave para una producción de 100,000 t/d, empleando ciclones. Las pruebas también indican que, con un importante volumen de agua de dilución, los ciclones podrían producir materiales apropiados del underflow para la construcción de la presa de relaves con un máximo contenido de finos de 15% (porcentaje que atraviesa el tamiz No. 200).

Análisis de Ingeniería

Balance de Materiales

Los resultados del análisis del balance de materiales indican que la cantidad de materiales de underflow no es suficiente para utilizar el método de aguas abajo con el objeto de levantar la presa de relaves. Sin embargo, un método de línea central de elevación es factible con un ancho de cresta de 50 m y una pendiente aguas abajo de 3.5H:1V.

Se requiere que la elevación de la presa de arranque sea de 2,485 m para proveer suficiente almacenamiento para los materiales de relave overflow durante el primer año de operaciones.

La elevación de la cresta de la presa de relaves final a 2,660 m brinda almacenamiento para 876 millones de toneladas de materiales de relave.

El análisis del balance de materiales también indica que se mantendría un borde libre de aproximadamente 3 m o más durante la vida del DAR, incluso durante un evento de PMF.

Infiltraciones

El volumen de infiltración para el diseño del sistema recolector de infiltraciones en Quebrada Enlozada se estimó en aproximadamente 520 m³/hora.

Los resultados de un modelo de infiltración indican que, sin medidas de control ni reducción de infiltraciones, la infiltración proveniente de la Formación Socosani (Js) en el estribo occidental, podría estar entre los 105 m³/d hasta 4,038 m³/d y la infiltración total a través de todo el estribo occidental podría estar entre los 117 m³/d hasta 4,088 m³/d. Si bien los índices más elevados de infiltración corresponden a valores bastante conservadores de conductividad hidráulica, debería incorporarse medidas de control y reducción de infiltraciones a los diseños a nivel de factibilidad con el objeto de ayudar a controlar las infiltraciones en el estribo occidental.

Estabilidad de los Taludes

Los análisis de estabilidad de taludes realizados indican que la presa de relaves posee factores aceptables de seguridad (FOS) contra la inestabilidad en condiciones normales de carga estática y operativa.

Los resultados de los análisis de estabilidad dinámica en taludes indican que, los desplazamientos potenciales de la presa de relaves underflow serán pequeños bajo el movimiento de terreno correspondiente al DBE estimado, y no afectarán la integridad estructural ni originarán grietas importantes en la presa de relaves. Más aún, no reducirán significativamente el margen libre de la presa y de este modo, no aumentará el potencial de rebalsea un grado significativo.

La estabilidad post-sísmica de la presa correspondiente a una condición inmediatamente posterior a la carga sísmica posee un FOS calculado de 1.74. Se considera que el FOS calculado es suficiente para una condición post-sísmica.

Balance Hídrico

Los resultados de los cálculos realizados para el estudio en lo que respecta al balance hídrico mostraron que la demanda máxima de agua de reemplazo de aproximadamente 650 l/s ocurre en el primer año de operación.

Diseño a Nivel de Factibilidad

La construcción de la presa de relaves está prevista para ocurrir en fases con el objeto de ayudar a controlar los costos de capital previos al inicio de las operaciones de depósito de relaves. Por ende, la construcción de la presa de relaves final se divide en las siguientes fases:

- Fase I – Construcción Inicial Construcción de los componentes de diseño, previos al inicio de las operaciones de depósito de relaves.
- Fase II – Construcción en etapa operacional: Construcción de los componentes de diseño durante las operaciones de depósito de relaves.

Durante la Fase I, se construirá los siguientes componentes de diseño para la presa de relaves:

- Presa de arranque para almacenar materiales de relave overflow durante el primer año de operaciones aproximadamente mientras que se construye la presa de relaves hasta la cresta de la presa de arranque empleando materiales de relave underflow.
- La parte inicial del sistema recolector de infiltraciones para recolectar y bombear de regreso la infiltración desde el rebose y el agua que drena desde los materiales de relave underflow.

Durante la Fase II, se construirá los siguientes componentes de diseño para la presa de relaves:

- Presa de relaves (materiales compactados de relave underflow) para retener los materiales de relave overflow.

- Porciones remanentes del sistema recolector de infiltraciones.

Los Planos de diseño al nivel de factibilidad comprendidos del 1 al 10, presentados en el Apéndice 8 describen los componentes de diseño de la presa de relaves (Fase I y II) para la opción de 100,000 t/d.

Presa de Arranque

La pendiente del talud aguas arriba de la presa de arranque es 2H:1V. La pendiente del talud aguas abajo varía entre 2H:1V y 3.5H:1V con dos bermas de 15 m de ancho sobre el talud aguas abajo. La cresta de la presa de arranque, de 15 m de ancho, se encuentra ubicada en El 2,485 m.

La presa de arranque sobre una fosa interceptora de aproximadamente 10 m de profundidad a lo largo del pie del talud aguas arriba (Zona 1) consiste en tres zonas:

- Zona 2, el cuerpo principal de la presa;
- Zona 3, el revestimiento de las caras aguas arriba y aguas abajo.;
- Zona 4, la capa de drenaje de la cara aguas abajo.

La Zona 2 comprende el cuerpo principal de la presa inicial que será construida con materiales de la “Leach Cap” compactados, colocados en capas sueltas con un grosor máximo de 100 cm y compactados con un mínimo de 6 pasadas de un camión 789B Caterpillar cargado ó 6 pasadas de un rodillo vibratorio Xuzhou de 12 toneladas.

La parte triangular inferior de la Zona 3 sobre el talud aguas arriba estará conectada a la zanja interceptora ubicada debajo y al revestimiento de 10 m de ancho del talud aguas arriba situado sobre ella. El revestimiento aguas arriba se extenderá hasta la cresta de la presa inicial y estará conectado al revestimiento del talud aguas abajo, el que cubrirá la parte superior de la presa inicial entre E1 2,435 m y la cresta.

La Zona 3 y el material de relleno de la fosa de corte (Zona 1) consistirán de material “Dump 35” colocado en capas sueltas de un grosor de 30 cm con contenidos de humedad que oscilan entre el óptimo y 2% por encima del contenido óptimo de humedad y compactado con rodillos pata de cabra hasta un mínimo del 98% de la densidad seca máxima (ASTM D 698).

La Zona 4 comprenderá el dren de la cara aguas abajo y cubrirá la parte inferior del talud aguas abajo de la presa de arranque. La Zona 4 será construida con material aluvial excavado colocado en capas sueltas de un grosor máximo de 45 cm y compactado con un mínimo de 6 pasadas con rodillo vibratorio de tambor de acero de 12 toneladas.

Presa de Relaves

La presa de relaves será elevada sobre el nivel de la cresta de la presa inicial empleando relaves ciclonados underflow y compactados. El almacenamiento máximo disponible de 874 millones de metros cúbicos de materiales de relave (incluyendo la presa) será provisto por una presa con una altura final de aproximadamente 260 metros (elevación de cresta de 2,660 m), y una longitud de cresta de casi 2.5 km. Al inicio del 23º año de operación, se alcanzará esta capacidad de almacenamiento. Los 159 millones de toneladas adicionales de materiales de relave que se producirán entre los años 23 y 26 serán almacenados en el tajo de la mina existente.

La presa de relaves será construida con el método de elevación de línea central y tendrá un ancho de cresta de 50 m y un talud aguas abajo de 3.5H:1V. La presa de relaves será elevada depositando materiales de relave underflow desde la cresta de la presa en capas sueltas de un máximo de 30 cm y compactando este material hasta el 98% de la densidad seca máxima (ASTM D 698).

Sistema Recolector de Infiltración

El sistema recolector de infiltración, en general, consiste de una red de drenajes subterráneos de la presa, tubería de transporte de infiltraciones y un sumidero de recolección de infiltraciones. Otros contratistas se encargarán de culminar el diseño del sistema de bombeo de infiltraciones para el retorno de las infiltraciones recolectadas en el sumidero. El sistema recolector de infiltraciones será construido en etapas, a medida que la presa de relaves aumente en tamaño, con el fin de minimizar los gastos de capital y distribuir los requerimientos de capital propio durante las operaciones tanto como sea posible.

Los materiales de préstamo necesarios para la construcción del sistema recolector de infiltraciones incluyen materiales de drenaje y filtro. El material de drenaje se caracterizará por ser duro y durable de menos de 3 pulgadas (76 mm) con 75% a 100% de grava gruesa a fina, cero a 25% de arena gruesa, y un máximo de 3% de finos. El material de drenaje tiene como objeto proporcionar medios de permeabilidad relativamente elevada para transportar el agua de las infiltraciones al sumidero recolector de infiltración. Se colocará tubos de drenaje perforados dentro del material de drenaje para que ayuden a transportar las infiltraciones. En general, el material de filtro consiste en arena durable de media a gruesa con cero a 10% de grava fina con un tamaño máximo de ¼ de pulgada (6.35 mm), y un máximo de 3% de finos.

Se colocará drenajes de tubería suplementaria consistentes en tubos perforados de 150 mm de diámetro en el área de proyección en planta de la presa sobre taludes naturales más empinados que 3H:1V para facilitar el drenaje donde el acceso es difícil.

Las infiltraciones del sistema de drenaje serán transportadas en un tubo HDPE de 1 m de diámetro hasta un sumidero recolector de infiltraciones, el cual incluirá componentes de diseño para minimizar el riesgo de que la infiltración desde el DAR sobrepase el sumidero y vaya al medio ambiente. En consecuencia, el sumidero recolector de infiltraciones estará situado en una parte relativamente angosta del valle inmediatamente aguas abajo del pie de la presa de relaves final. En general, el sumidero consiste en: (1) una excavación que atraviesa el material aluvial hasta el otro lado del valle; (2) un revestimiento geosintético en el talud de la excavación

aguas abajo asegurado a un casquete de lechada de concreto en el fondo de la excavación y los taludes laterales; y (3) una cortina de lechada en el fondo de la excavación extendiéndose a través del lecho de roca fracturada hasta un lecho de roca de baja permeabilidad.

Instrumentación

Se instalará varios tipos de instrumentación con el objeto de monitorear las condiciones que se desarrollarán durante la construcción y la operación de la presa de relaves. La información y los datos obtenidos a partir de este sistema serán objeto de revisión y comparación con las hipótesis de diseño con el fin de ayudar a reconocer las condiciones que varían respecto de las formuladas para el diseño de manera oportuna. En ese caso, puede modificarse la construcción y la operación para abordar dichas condiciones. La instrumentación consistirá en piezómetros, escalas hidrométricas, pozos de monitoreo y un sismógrafo.

Cronograma de Construcción y Cálculo de Costos

Cronograma de Construcción

Calculamos que el diseño final de la presa de relaves concluirá en 11 meses aproximadamente. A medida que se vaya completando la investigación final de campo, las pruebas de laboratorio y los análisis y diseños de ingeniería respecto a estas tres actividades de construcción, se preparará los documentos de licitación (planos de diseño, especificaciones técnicas y términos y condiciones de los contratos) para el proceso de selección de contratistas con el objeto de disponer el inicio de algunas de las actividades de construcción mientras todavía se hallan en marcha partes del diseño.

Basándose en el índice de producción de 17,500 m³/día para la Zona 2 (provistos por SMCV) y en nuestra experiencia con actividades de construcción similares, calculamos que la construcción de la presa de arranque y la Fase 1 del sistema recolector de infiltraciones puede culminar en unos 17 meses, después de la adquisición del equipo de construcción necesario para construir la Zona 2.

Cálculo de los Costos de Construcción

Los costos de la construcción inicial incluyen (1) el diseño final; (2) asistencia en la selección de los contratistas; (3) construcción de obras de infraestructura; y (4) costos de gerencia de la construcción.

El costo estimado para las actividades de Diseño Final respecto al índice de producción seleccionado es \$2.5 millones, que incluye una contingencia de 15%, pero no incluye el Impuesto General a las Ventas.

El costo estimado para el Proceso de Selección de Contratistas respecto al índice de producción seleccionado es aproximadamente \$230,000, que incluye una contingencia de 15%, pero no incluye el Impuesto General a las Ventas.

El estimado a nivel de factibilidad de los costos de construcción es de \$32.7 millones. Los costos incluyen contingencias del 10% al 20%, tal como se describe en el informe. El estimado de costos no incluye los costos de SMCV para contar con el equipo de construcción destinado

a la construcción de la Zona 2, pero sí incluye costos de operación, mantenimiento y reparación para dicho equipo.

Se estimó el Costo de Gerencia de Construcción en alrededor de US\$ 8.2 millones para la opción seleccionada de índice de producción. Este cálculo incluye una contingencia de 15%, pero no incluye el Impuesto General a las Ventas.

Cálculo de Costos Operacionales

El estimado de costos operacionales consiste de los costos asociados a la elevación de la presa de relaves y la construcción por etapas del sistema recolector de infiltraciones durante las fases de operación. El estimado de los costos operacionales durante la vida prevista de la mina incluirá costos operacionales y de capital propio. El costo operacional en Dólares Americanos del año 2004 sin ningún alza y/o depreciación es ligeramente superior a \$ 2 millones anuales durante los primeros 22 años (operación en el DAR). El capital propio varía desde menos de \$ 10,000 hasta casi \$ 4.6 millones anuales según el calendario correspondiente al reemplazo de los equipos y a la construcción del drenaje del sistema recolector de infiltraciones de la Fase II.

1.0 Introducción

Sociedad Minera Cerro Verde S.A.A. (SMCV), subsidiaria de Phelps Dodge Mining Company (PD) actualmente evalúa la factibilidad del propuesto Proyecto de Sulfuro Cerro Verde. Como parte del estudio de factibilidad, SMCV contrató a URS Corporation (URS) con el objeto de desarrollar el diseño a nivel de factibilidad para la parte correspondiente a la presa de relaves del depósito de relaves (DAR) para una producción de 108,000 toneladas métricas diarias (t/d). Este informe presenta el diseño a nivel de factibilidad para los componentes de diseño de la presa de relaves que principalmente consisten en la presa inicial de arranque, elevación de la presa de arranque (presa de relaves) y el sistema recolector de infiltración. Entendemos que otros componentes de diseño del DAR, como tuberías de entrega de relaves, estaciones ciclónicas, sistema de recuperación de agua, sistema de bombeo de retorno para aguas proveniente del sistema recolector de infiltraciones, etc. serán diseñados por Fluor Mining and Minerals (Fluor) que también se encarga de la preparación del Estudio de Factibilidad del Proyecto de Sulfuro Primario Cerro Verde (Documento Aceptable para un Banco) para su financiamiento. En la Sección 7 del informe sobre el Estudio de Factibilidad del Proyecto de Sulfuro Primario Cerro Verde, preparado por Fluor, se presenta un resumen de este informe, que comprende la investigación, el análisis de ingeniería, y el diseño a nivel de factibilidad con costos y cronograma de construcción estimados.

1.1 Antecedentes

La mina Cerro Verde se encuentra en el Distrito de Uchumayo, Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa, tal como se muestra en la Figura 1-1. La mina Cerro Verde ha estado operando desde principios de la década de los 70's. La operación generalmente consiste en la excavación del mineral en dos tajos abiertos, Cerro Verde y Santa Rosa; una operación de lixiviación en pilas; y una operación SX/EW destinada a producir cátodo de cobre. El mineral es procesado mediante chancadoras primaria, secundaria y terciaria siendo colocado sobre una cancha de lixiviación después de la aglomeración. El cátodo de cobre producido es cargado en los camiones y embarcado al Puerto de Matarani, a unos 90 km al oeste de la mina.

Tenemos entendido que el material lixiviable actual se agotaría en el año 2015 y que se identificó mineral de sulfuro mineralizado como resultado de los programas de exploración en la mina.

El procesamiento del mineral de sulfuro requiere la construcción de una planta concentradora y un DAR para almacenar los materiales de relave producidos como parte de las operaciones de concentración.

En los años 2001 y 2002, PD contrató a URS con el objeto de que realizara varios estudios a nivel de delineamiento general para evaluar los emplazamientos del DAR alternativos y metodologías de construcción de la presa de relaves. Los resultados de los estudios a nivel de delineamiento general de URS se resumieron en nuestros informes titulados "Estudio Inicial de Relaves" del 21 de diciembre de 2001; "Estudio a Nivel Inicial para el Depósito de Relaves en el Emplazamiento A5" de fecha 22 de enero de 2002; y "Estudio a Nivel Inicial para el Depósito de

Relaves en el Emplazamiento A9” de fecha 25 de marzo de 2002. En el año 2002 se realizó un estudio de prefactibilidad para el desarrollo y la producción del mineral de sulfuro incorporando los resultados de los estudios a nivel inicial de URS. Basándose en los resultados de los estudios de prefactibilidad, SMCV autorizó un estudio a nivel de factibilidad para el Proyecto de Sulfuro Cerro Verde.

El estudio de factibilidad del proyecto de sulfuro propuesto evalúa actualmente una producción de 108,000 t/d. Entendemos que las 108,000 t/d dan como resultado casi 1,033 millones de toneladas de materiales de relave durante una vida prevista de aproximadamente 26 años. Se estima que el depósito de relaves almacenará aproximadamente 874 millones de toneladas producidas durante un periodo aproximadamente 22 años. El tajo existente se utilizará para el almacenamiento de los 159 millones de toneladas restantes de materiales de relave después del año 22. Los diseños correspondientes al depósito de relaves para su almacenamiento dentro del pozo concluirán en fecha posterior. En consecuencia, el presente informe muestra un resumen de las investigaciones geotécnicas en el campo, pruebas de laboratorio, resultados de los análisis de ingeniería y diseño de la presa de relaves a nivel de factibilidad. El informe también comprende el cronograma estimado de la construcción, el costo de la construcción y los costos operacionales para la presa de relaves asociados con la tasa de producción seleccionada.

El diseño a nivel de factibilidad aquí presentado consiste en los siguientes componentes de diseño:

- Presa inicial;
- Elevación de la presa inicial (presa de relaves); y
- Sistema recolector de infiltraciones.

El diseño a nivel de factibilidad aquí presentado no incluye los siguientes componentes de diseño asociados al DAR:

- Sistema completo de entrega de lechada de relaves desde los espesadores hasta la(s) estación(es) ciclónica(s);
- Estación(es) ciclónica(s)
- Sistema de entrega y distribución de lechada de relaves underflow y overflow desde la(s) estación(es) ciclónica(s) hasta la presa de relaves y el embalse, respectivamente;
- Sistema de recuperación de agua desde el embalse de relaves;
- Requisitos, sistema y plan de administración de pozas y embalse de relaves;
- Componentes mecánicos y eléctricos del sistema de bombeo de retorno;
- Sistema de suministro de agua fresca y dilución; y
- Cierre del DAR y recuperación

Tenemos entendido que otras compañías culminarán el diseño de los componentes del DAR, no incluidos en este documento.

1.2 Alcances de los Trabajos

En general, los alcances de los trabajos de URS consistieron en monitorear las investigaciones geotécnicas de campo, dirigir las pruebas de laboratorio, realizar análisis de ingeniería, desarrollar los planos de diseño a nivel de factibilidad y los cálculos de los costos conexos (construcción inicial y costos operacionales) y cronograma de la construcción. Nuestro alcance de trabajo fue definido en nuestra propuesta del 28 de marzo de 2003, y más específicamente incluyó lo siguiente:

- Desarrollar e implementar las investigaciones geotécnicas de campo para evaluar las condiciones de la fundación y los materiales de préstamo para la presa de relaves así como la ubicación seleccionada del DAR;
- Realizar un reconocimiento geológico de la zona seleccionada para el DAR;
- Visitar el embalse de relaves de Quebrada Honda de propiedad de Southern Peru Copper Corporation (SPCC) que también se encarga de su operación;
- Visitar el embalse de relaves de Los Quillayes de propiedad de la Mina Los Pelambres y operado por un tercero;
- Llevar a cabo los estudios de sismicidad específicos del emplazamiento;
- Realizar las pruebas de laboratorio en muestras representativas del material de relaves underflow que fue reconstruido en nuestros laboratorios, basándose en material representativo de todos los relaves, provisto por SMCV, y pruebas y simulación realizadas en esta muestra por Krebs Engineers (Krebs), con el objeto de evaluar las características de ingeniería;
- Llevar a cabo análisis de ingeniería destinados a evaluar el balance de materiales, la estabilidad de los taludes, infiltraciones y balance de aguas relacionados con el embalse de relaves;
- Preparar planos de diseño a nivel de factibilidad para la presa de de relaves para que retenga los materiales de relave;
- Desarrollar un cronograma de la construcción de obras a nivel de factibilidad;
- Calcular los costos operacionales y de construcción a nivel de factibilidad; y
- Preparar este informe resumiendo los trabajos enumeradas anteriormente.

1.3 Organización del Informe

Las siguientes secciones del presente informe están organizadas de la siguiente manera:

- Sección 2 – Selección del Sitio para el DAR: Presenta un breve resumen de los sitios alternativos para el DAR evaluados en estudios previos a nivel inicial y el sitio de DAR seleccionado.

- Sección 3 – Objetivos del Diseño y Criterios: Presenta los objetivos del diseño y los criterios seleccionados como base de los diseños a nivel de factibilidad.
- Sección 4 – Condiciones Generales del Sitio: Presenta la geología, sismicidad, climatología e hidrología del área para el DAR.
- Sección 5 – Programa de Investigación Geotécnica: Presenta los resultados de las investigaciones de campo, las pruebas de laboratorio, y un programa de rellenos de prueba.
- Sección 6 – Caracterización de Relaves: Presenta los resultados de simulaciones de separación ciclónica llevadas a cabo por Krebs, y pruebas de laboratorio realizadas por URS en muestras reconstruidas de relaves underflow.
- Sección 7 – Análisis de Ingeniería: Presenta los resultados de los análisis de ingeniería realizados.
- Sección 8 – Diseño a Nivel de Factibilidad de la Presa de Relaves: Presenta los diseños a nivel de factibilidad para la presa de relaves para retener los relaves.
- Sección 9 – Programación de la Construcción y Estimación de Costos: Esta sección presenta las estimaciones del cronograma de construcción, gastos de la construcción y gastos de operación.
- Sección 10 – Información General: Presenta las limitaciones asociadas con la información presentada en este informe.
- Sección 11 – Créditos: Presenta a las personas que colaboraron en el trabajo de URS.
- Sección 12 – Referencias: Presenta las referencias de los documentos y la información utilizada durante el proceso de nuestro trabajo.

2.0 Selección del Sitio del DAR

Este diseño a nivel de factibilidad es una continuación del trabajo concluido anteriormente por URS, cuya finalidad fue evaluar las ubicaciones potenciales para el embalse de relaves y alternativas de deposición para un depósito de relaves con una capacidad de 500 millones a 800 millones de toneladas (URS 2001 y URS 2002). Dichos estudios iniciales previos han sido compilados en un documento titulado "Análisis de Alternativas y Selección de la Ubicación", de junio de 2004. Como parte de los estudios previos, se seleccionó una metodología para la disposición de relaves y un método para la construcción de la presa. La configuración recomendada para la construcción de la presa estaba compuesta de una presa de arranque construida de roca de desmote o materiales de préstamo, y posteriormente elevada con relaves ciclonados compactados, utilizando un método de construcción de aguas abajo o de línea central.

Se buscaron ubicaciones probables (A1 a A9) para el embalse de relaves, y URS y SMCV efectuaron una evaluación inicial de su factibilidad técnica como parte de los estudios iniciales previos, de acuerdo con los siguientes factores principales:

- Capacidad total de almacenamiento del sitio y potencial de expansión;
- Distancia máxima hasta la planta y la correspondiente longitud aproximada de la línea de conducción de relaves;
- Diferencia de elevación entre el depósito y la planta;
- Volumen de la presa requerido para retener los relaves overflow producidos;
- Relación entre la capacidad máxima del embalse de relaves y el volumen de la presa, a la que se denomina Razón de Almacenamiento.

Considerando la evaluación de los aspectos técnicos efectuada por URS, y teniendo en cuenta factores técnicos, económicos, ambientales y sociales, SMCV seleccionó la ubicación A9 como la ubicación preferida para el DAR. En consecuencia, este informe presenta el diseño a nivel de factibilidad para una presa de relaves ubicada en la ubicación A9 cuya finalidad es almacenar los relaves planeados.

3.0 **Objetivos y Criterios de Diseño**

De conformidad con el propósito del Estudio Primario de Factibilidad del Proyecto de Sulfuro, el objetivo general del trabajo de URS fue desarrollar diseños a nivel de factibilidad para almacenar los relaves planeados, de una manera responsable desde el punto de vista ambiental, proporcionando un nivel adecuado de detalle de ingeniería, a fin de respaldar un estudio de factibilidad financiable por un banco.

Los objetivos específicos del proyecto para el diseño de la presa a fin de almacenar alrededor de 900 millones de toneladas de relaves correspondientes a una producción de 108,000 t/d son:

- Cumplir los criterios de estabilidad aceptados internacionalmente para la construcción de presas en áreas de alta sismicidad;
- Reducir al mínimo el riesgo de infiltración en el medio ambiente;
- Incorporar materiales de construcción disponibles localmente cuyo costo sea económicamente ventajoso pero sin comprometer la seguridad; y
- Cumplir con todas las disposiciones reglamentarias peruanas relacionadas con la construcción de DAR.

El Tabla 3-1 resume los criterios específicos de diseño del proyecto, con la finalidad de cumplir con los objetivos específicos para el diseño de la presa de relaves descrita anteriormente, y los objetivos globales del proyecto descritos en secciones anteriores.

**Tabla 3-1
Resumen de los Criterios Específicos De Diseño Del Proyecto
para la Presa de Relaves**

Índice de Producción	Criterios del Diseño
	108,000 t/d
Cantidad Total de Relaves	1.033 miles de millones de toneladas ⁽¹⁾
Años de Funcionamiento	22 años ⁽²⁾
Porcentaje de Sólidos de la Planta de Procesamiento	30%
Porcentaje de Sólidos de los Espesadores	50%
Porcentaje de Sólidos para la primera Estación de Separación Ciclónica	30%
Porcentaje Máximo de Finos (Productos que pasan por el tamiz No. 200) en relaves underflow	15%
Tiempo de Funcionamiento del Sistema de Separación Ciclónica	85%
Requerimientos de agua para puesta en marcha	750,000 m ³
Ancho de la Cresta para Crecimiento de Línea Central	50 m
Ancho de la Cresta para Crecimiento Aguas Abajo	15 m
Talud Aguas Abajo para el Crecimiento de Línea Central & Aguas Abajo	3.5H:1V
Talud Aguas Arriba para Crecimiento de Aguas Abajo	1.5H:1V
Ancho de la Cresta de la Presa de Arranque	15 m

**Tabla 3-1 (Cont.)
Resumen De los Criterios Específicos De Diseño Del Proyecto
para Presas de Relaves**

Índice de Producción	Criterios del Diseño
	108,000 t/d
Presa de Arranque:	
Talud Aguas Arriba	2H:1V
Talud Aguas Abajo (Porción Superior y Entre las Bermas)	2H:1V
Talud Aguas Abajo (Porción Inferior)	3.5H:1V
Densidad Promedio de Overflow (< 12 meses)	1.05 t/m ³
Densidad Promedio de Overflow (> 12 meses)	1.3 t/m ³
Densidad Promedio de Underflow	1.5 t/m ³
Requisito de Almacenamiento de Avenidas	PMP
Requisitos de Descarga de Permeabilidad/Solución	Instalación de Descarga Cero

Notas:

- (1) Los criterios del diseño reconocen que, debido a las restricciones en la capacidad impuestas por la propiedad privada ubicada en el estribo izquierdo, probablemente no se cumplan los criterios de almacenamiento de 1.033 mil millones de toneladas. Por consiguiente, los criterios del diseño consisten en almacenar la mayor cantidad posible de relave en el emplazamiento seleccionado de DAR, estando conscientes de que los relaves remanentes se depositarán en el tajo de la mina.
- (2) Corresponde a una capacidad de alrededor de 900 millones de toneladas del sitio seleccionado de DAR.
- (3) La graduación de todos los relaves asumidos en el diseño de DAR fue proporcionada por SMCV y será discutida posteriormente en el presente informe.

Los criterios específicos para el diseño de la presa de relaves son los siguientes:

- **Criterios de Desempeño:** La presa deberá ser estable y no deberá experimentar daños graves, durante una sacudida ni después de ésta, asociados con el sismo de base de diseño (DBE). La presa no deberá tener deformaciones ni deslizamientos excesivos, los cuales podrían originar la liberación de los desechos almacenados como resultado de la ocurrencia del DBE. Las deformaciones por sismos no deberán provocar una pérdida significativa de la altura libre, el rebalse de la presa, o un resquebrajamiento importante de la presa o los estribos. Se espera que los daños causados por el sismo puedan ser reparados, de tal manera que las operaciones puedan reanudarse en un periodo aproximado de dos meses del sismo.
- **Sismo de Base de Diseño:** La presa de desechos estará diseñado para soportar movimientos telúricos asociados con un DBE, evitando así la liberación de los desechos o del agua de la laguna de decantación. Debido a las consecuencias bastante significativas de una potencial falla de la presa, se seleccionó el Sismo Máximo Creíble (MCE) como el DBE para la vida operativa de DAR. En base al riesgo sísmico discutido en la Sección 4.3, el DBE seleccionado corresponde a un sismo megafalla máximo creíble a una

distancia de 65 km con respecto al sitio. La aceleración horizontal máxima en el percentil 84 para el DBE seleccionado como MCE megafalla de **M** 9.0 es de 0.47 g.

- **Crecida y Borde Libre de Diseño:** La presa de relaves estará diseñada para contener el volumen de derrame del evento de la Precipitación Probable Máxima (PMP) en todo momento durante la construcción y funcionamiento del embalse, además del volumen de la laguna de funcionamiento normal. La laguna de funcionamiento normal está prevista para cubrir un área aproximada de 20 Ha con una profundidad de alrededor de 2 m. Asimismo, en cualquier momento durante la construcción y funcionamiento de la instalación, el nivel máximo de almacenamiento del embalse de relaves de la presa será, como mínimo, 3 m menor que la elevación de la cresta de la presa.

4.0 Condiciones Generales del Sitio

4.1 Geología Regional

La Mina Cerro Verde está ubicada en la pendiente occidental de la Cordillera de los Andes, en el segmento sur del Batolito Costero, aproximadamente a 15 kilómetros al sur de Arequipa, Perú. Cerro Verde es una meseta que ha sido erosionada y dividida por numerosos valles fluviales secos, formando una topografía localmente abrupta y accidentada. Las elevaciones en la región oscilan aproximadamente entre los 2300 m. y casi los 3000 m. Las lluvias estacionales menores de 10 cm. mantienen algunos pastos, arbustos y cactus que se tornan marrones en los periodos secos del año. En términos generales, la vegetación es escasa.

Las rocas que aparecen en la región incluyen el neis precámbrico, que está recubierto por una secuencia de unidades sedimentarias de la era Jurásica y Terciaria, unidades volcánicas extrusivas, y unidades volcánicas intrusivas, tal como se presenta en el Mapa de la Geología Regional en la Figura 4-1.

La región tiene una serie de fuertes direcciones estructurales, entre ellas, una dirección principal del noroeste al sureste, así como direcciones del este al oeste y direcciones del noreste al suroeste. Las estructuras de dirección noroeste predominan en la Mina Cerro Verde, en donde las grietas, fallas, contactos geológicos y direcciones de la mineralización cuentan con esta orientación general. Ejemplos de estructuras que tienen la dirección noroeste son dos fallas ubicadas cerca del lado suroeste del embalse, tal como se aprecia en la Figura 4-2. Las fallas son muy inclinadas y están formadas a lo largo de contactos entre piedra caliza y rocas volcánicas intrusivas. Otra falla potencial ubicada corriente abajo de la zona de recepción de la presa será investigada durante el diseño final. Se entiende que estas fallas son de la era terciaria y están estructuralmente relacionadas con plegamientos e intrusiones ígneas. Por consiguiente, se considera que las fallas no están activas.

4.2 Geología del Sitio del Proyecto

El depósito de relaves propuesto está ubicado en un drenaje profundamente hendido al noroeste de la explotación a cielo abierto de Cerro Verde. Los resultados de la cartografía geológica concluida en el emplazamiento de DAR se muestran en la Figura 4-2, así como la ubicación de las investigaciones de campo, las cuales se tratan con mayor detalle en la Sección 5.0. Las Figuras 4-3 a 4-7 presentan las secciones geológicas que se muestran en la Figura 4-2. Las secciones geológicas se prepararon utilizando la información obtenida de la cartografía geológica, y los resultados del programa de perforaciones de prueba descritos en la Sección 5.2.

Las unidades de lechos de roca cartografiadas incluyeron rocas volcánicas intrusivas y extrusivas que anteriormente se identificaron en la región. Estas unidades incluyeron la Granodiorita de Tiabaya, granito y monzonita de cuarzo más jóvenes, un complejo intrusivo de diorita-gabro, y el grupo de rocas extrusivas e intrusivas del Volcánico Chocolate. Los dos últimos grupos constan de un grupo de diferentes tipos de rocas, tales como la andesita, la cual ha sido muchas veces penetrada por diorita, gabro y otras rocas. Estas rocas ígneas son, por lo general, de moderadamente fuertes a fuertes, de granulación fina a gruesa, de grietas

variables, aunque generalmente de grietas compactas a moderadas, y erosionadas en la superficie. Se observó que las grietas dentro de estas rocas estaban abiertas en algunos lugares y que contenían coloraciones y revestimientos de óxido de hierro y/o calcita.

Asimismo, se cartografió dos unidades de rocas sedimentarias, entre ellas, la Formación de Socosani, que está constituida por piedra caliza, y el Grupo Yura superpuesto, que comprende la piedra caliza, piedra de cieno y piedra arenisca interestratificados. Estas unidades aparecen en una amplia estructura sinclinal ubicada en el estribo izquierdo y borde occidental del embalse. A pesar de que están cartografiadas como una unidad simple en los mapas existentes de la región, estas dos unidades fueron cartografiadas individualmente por URS para los fines de la cartografía geológica. Los lechos inferiores de piedra caliza, cartografiados como la Formación Socosani, están constituidos casi completamente de piedra caliza y se prevé que tendrán una mayor permeabilidad, en comparación con las rocas interestratificadas en el Grupo Yura, para dar solución a lo largo de las estratificaciones y grietas. La piedra caliza en estas formaciones está compuesta de lechos entre delgados y gruesos agrietados, con espaciamiento entre las grietas igual y hasta dos veces el grosor de la estratificación. La masa de roca caliza contiene una red tridimensional de planos y grietas de estratificación interconectadas que dan como resultado una permeabilidad de masa de roca potencialmente alta. Los planos y las grietas de la estratificación se solucionan frecuentemente abiertos, con aberturas de 1 a 2 cm., lo cual proporciona un flujo de canal a través de la masa rocosa. Las exposiciones de la piedra caliza en el sitio y la información del subsuelo sugieren que los planos de la estratificación y las grietas generalmente se solucionan abiertos. Las características abiertas se extienden a profundidades mayores que las profundidades de las perforaciones de prueba hechas para las investigaciones a nivel de factibilidad. No se observaron sumideros ni cavernas que normalmente se asocian con la piedra caliza cástica durante la cartografía de la superficie del sitio, ni se encontraron en las perforaciones de prueba durante esta investigación.

Los depósitos subaéreos en el sitio incluyen el coluvio y el aluvio. La mayor parte de las áreas de lecho de roca contiene una cubierta relativamente delgada (menor de 1 m. de grosor) de coluvio y materiales del deslave de talud. Sólo se cartografió un área relativamente extensa y gruesa (aproximadamente de 2 a 5 m. de grosor) de coluvio, ubicada en el lado corriente arriba del estribo izquierdo. Este coluvio forma un depósito lo suficientemente extenso como para ser usado como un depósito de préstamo.

Los materiales aluviales se ubican en la parte inferior de la mayoría de los valles y tributarios fluviales. Sólo se cartografió los depósitos aluviales más gruesos (más de 2 m. de grosor) y anchos, ya que estos depósitos podrían ser fuentes potenciales de préstamo de materiales como arena y grava. Existen muchos otros depósitos aluviales locales. Sin embargo, estos depósitos no fueron cartografiados porque no son lo suficientemente grandes como para formar fuentes de préstamo potenciales y su presencia no afectaría el diseño ni el desempeño de DAR. También existen en el sitio depósitos de ceniza volcánica. Generalmente, estos tienen menos de 0.3 m. de grosor y cubren áreas relativamente pequeñas, y no fueron cartografiados como unidades individuales. Se observaron depósitos de ceniza volcánica más extensos y gruesos en los alrededores de la Mina Cerro Verde. Usualmente, estos están interestratificados con depósitos aluviales ubicados a lo largo de la zona inferior de los valles fluviales.

4.3 Sismicidad

La región correspondiente al sitio está ubicada en el “Gran Arco” de la zona de subducción peruano-chilena, que incluye el sur del Perú entre las latitudes 15.5° - 18°S. Los Andes peruanos constituyen un margen activo que se ha caracterizado por la subducción desde, al menos, el Jurásico superior. Entre 7°N y 43°S, la zona convergente de los Andes es el lugar de la subducción de la placa de Nazca bajo el margen occidental de la placa continental Sudamericana. El estilo y la velocidad de subducción han cambiado poco desde el Oligoceno tardío. Entre 30 y 26 Ma (millones de años atrás), la velocidad de convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana fue baja (50 ± 30 mm/año) y fue marcada por un periodo de inactividad tectónica y magmática.

La sismicidad histórica de la región correspondiente al sitio se muestra en la Figura 4-8. La sección de la zona de subducción que yace por debajo del sitio ha tenido una historia de grandes sismos destructivos. Desde 1471, se ha registrado un total de 20 sismos de magnitudes mayores o iguales de M (escala no especificada) 7 (o intensidad IX de la Escala de Mercalli Modificada [MM]). A excepción de seis eventos, el resto se produjo antes de este siglo; existe una escasez de información sobre estos eventos y la incertidumbre sobre su ubicación podría ser significativa. Se estima que tres sismos tuvieron una magnitud aproximada de M 8 o superior, incluyendo el evento M 8+ de 1868, el cual se produjo dentro de la región correspondiente al sitio. Otros sismos históricos que ocurrieron en la región correspondiente al sitio son: el sismo M 7.5 de 1582, el sismo M 8.7 de 1604, el sismo M 8.4 de 1687 (el cual no aparece en la Figura 4-8, aproximadamente a 500 Km. al oeste-noroeste de la Mina Cerro Verde), el sismo M 8.4 de 1784, el sismo M 8.8 de 1868, el sismo M_s 7.3 de 1948 y el sismo M 8.4 de 2001 en Arequipa, al sur del Perú, el cual provocó la ruptura de una porción del gap sísmico que sufrió anteriormente una ruptura en 1868.

Se llevó a cabo un estudio de sismicidad específico del sitio, que incluyó análisis probabilísticos y deterministas de los movimientos telúricos que consideraron el escenario sismotectónico y la sismicidad histórica de la región, descripciones de antiguos sismos de grandes magnitudes, la caracterización de fuentes sísmicas que podrían afectar el proyecto, y las características atenuantes de los movimientos telúricos. Los resultados de los estudios de sismicidad se presentan detalladamente en el Apéndice 4. Los resultados de estos análisis se utilizaron para seleccionar el Sismo de Base de Diseño (DBE).

Tomando como referencia el escenario tectónico regional, la sismicidad histórica, y las características de las fuentes sísmicas de la región, se concluye que los sismos de mayores magnitudes que podrían afectar la represa serían:

1. Un sismo megafalla M 9.0 en la zona de subducción peruano-chilena, a una distancia aproximada de 65 Km. del sitio. Un sismo de tales características corresponde a un Sismo Máximo Creíble (MCE) en la interfase del segmento Mollendo-Arica de la zona de subducción, por debajo de la región correspondiente al sitio, muy cerca del sitio.
2. Un sismo intraplacas M 7.8 dentro de la zona de subducción peruano-chilena, también a una distancia de alrededor de 65 Km. del sitio. Un sismo de tales características

corresponde al MCE dentro de la placa de subducción de la zona sur del Perú, muy cerca del sitio.

Debido a que la intensidad de la sacudida y la duración de una fuerte sacudida con respecto al sismo megafalla **M** 9.0 parece ser más fuerte y más prolongada, respectivamente, que la intensidad y la duración del sismo intraplacas **M** 7.8, el sismo **M** 9.0 ejercerá una demanda sísmica mayor en la presa que el sismo **M** 7.8. Sobre esta base, se puede concluir que el sismo megafalla **M** 9.0 será el MCE de control para el diseño sísmico de la presa. Los resultados de los análisis probabilísticos indican que, en el rango de interés del periodo estructural (periodos estructurales mayores de 0.2 segundos), las aceleraciones espectrales del nivel del percentil 84 del sismo megafalla **M** 9.0 están relacionadas con periodos de retorno de aproximadamente 2,000 a 3,000 años.

Ya que la presa es una estructura muy peligrosa, con consecuencias potencialmente altas en términos de vida y propiedad si falla catastróficamente, el DBE fue seleccionado como el MCE de control. En consecuencia, la represa se deberá diseñar para resistir el MCE de control sin presentar fallas catastróficas ni daños lo suficientemente graves como para debilitar la estructura y aumentar sustancialmente el riesgo de falla durante o después del sismo. Se recomienda que los movimientos telúricos para el DBE se definan en el nivel del percentil 84 sobre un rango de frecuencia amplio. La aceleración horizontal máxima del terreno en el percentil 84 con respecto al DBE seleccionado del MCE megafalla **M** 9.0 es de 0.47 g.

4.4 Climatología

A una elevación promedio de 2,700 m., la mina está ubicada en una región desértica montañosa. El clima del área es templado con temperaturas que fluctúan, por lo general, entre los 10° y 24°C. Las lluvias se registran usualmente de diciembre a abril, siendo febrero el mes más húmedo del año. La humedad oscila entre alrededor del 30% en julio y alrededor del 70% en febrero.

La información disponible proporcionada por SMCV estaba conformada por registros de dos estaciones meteorológicas: (1) la Estación de la Zona Sur, ubicada en el sitio de la mina; y (2) la Estación de La Pampilla, ubicada en Arequipa. La Estación de la Zona Sur fue instalada por SMCV en 1995 en el sitio de la mina, mientras que la Estación de La Pampilla ubicada en Arequipa cuenta con registros que cubren un periodo de tiempo mayor desde 1980 hasta 2001. Se estima que la distancia entre las dos estaciones es de 17.6 Km., según las siguientes coordenadas de las estaciones:

Estación	Diferencia de Latitud hacia el Norte	Diferencia de Latitud hacia el Este	Elevación m.
La Pampilla (Arequipa)	8,185,119.83	231,217.55	2,360.00
Zona Sur (Cerro Verde)	8,169,572.28	222,883.51	2,697.91

La comparación de la información obtenida de las dos estaciones indicó que la estación meteorológica de la “Zona Sur” registra menos precipitaciones y más evaporación que la estación meteorológica de “La Pampilla”. Probablemente, esto podría explicarse por el hecho de que Arequipa está ubicada en un valle con más vegetación, lo cual crea una diferencia en el

microclima del área. Para los fines de los estudios del equilibrio del agua del embalse de relaves, se utilizó la información obtenida del sitio de Cerro Verde.

En base a la información de la estación meteorológica de la “Zona Sur”, URS desarrolló valores promedio de evaporación y precipitación mensuales de años secos y húmedos. Los valores promedio fueron seleccionados como los valores promedio estimados de precipitación y evaporación mensuales obtenidos de los registros disponibles. La precipitación anual promedio total es de aproximadamente 36 mm., mientras que la evaporación anual promedio estimada es de alrededor de 2,243 mm. 1995 fue seleccionado como un año seco, con sólo 10 mm. de lluvias, y 1997, como un año húmedo, con aproximadamente 65 mm. de lluvias. Tomando como referencia la información meteorológica de la “Zona Sur”, en el Tabla 4-1 se presenta la información de la precipitación y evaporación usada para desarrollar el modelo del balance de aguas.

Tabla 4-1
Información de la Precipitación y Evaporación
de la “Zona Sur”

Mes	Días/ Meses	Año Promedio		Año Húmedo		Año Seco		Coeficiente de Escorrentía (%)
		precipitación mm/mes	evaporación mm/mes	precipitación mm/mes	evaporación mm/mes	precipitación mm/mes	evaporación mm/mes	
Enero	31	10.25	172.7	6.4	105.09	0.8	177.94	3.0
Febrero	28	12.58	152.9	11.4	146.44	0.3	178.64	3.0
Marzo	31	11.25	165.1	36.1	163.99	8.9	163.68	3.0
Abril	30	0.07	180.6	0	171.9	0	179.1	0.5
Mayo	31	0.06	177.2	0	180.11	0	178.87	0.5
Junio	30	0.00	166.6	0	152.1	0	161.7	0.5
Julio	31	0.14	181.3	0	176.39	0	177.63	0.5
Agosto	31	0.81	200.4	6.5	168.64	0	208.1	0.5
Setiembre	30	0.48	207.4	3.8	173.4	0	228	0.5
Octubre	31	0.00	230.7	0	215.45	0	265.05	0.5
Noviembre	30	0.00	212.3	0	195.9	0	267.9	0.5
Diciembre	31	0.23	195.9	1.2	205.22	0	144.77	0.5
Total	385	35.9	2243.2	65.4	2054.6	10.0	2331.3	-

4.5 Hidrología

No existen corrientes de agua activas en los alrededores de la Mina Cerro Verde. La única corriente de agua cercana con caudal perenne es el Río Chili, ubicado a unos 10 Km. al norte de la Mina Cerro Verde. El río suministra agua a la Mina Cerro Verde, así como al valle de Arequipa. Muchas corrientes de agua pequeñas y generalmente secas, ubicadas en el área de DAR, contribuyen con el Río Chili durante la temporada de lluvias.

Las tormentas, generalmente de corta duración y de gran intensidad, se presentan de temporada a temporada en esta región semiárida. Estas tormentas pueden causar inundaciones inesperadas, con grandes magnitudes del flujo máximo en los lechos de río que suelen estar secos. Estas inundaciones pueden arrastrar grandes cantidades de sedimentos y acarreo, y pueden causar daños en los caminos e infraestructura locales. Por ejemplo, en la Mina Cerro Verde se produjeron fuertes lluvias el 15 de marzo de 1995 y el 3 de marzo de 1997, en donde se registraron 26 y 20 milímetros de lluvia, respectivamente, en unas pocas

horas. Estas tormentas generaron escorrentías que excedieron la capacidad del canal y causaron pequeñas corrientes de barro en la mayoría de los arroyos, lo que originó inundaciones y daños en algunas autopistas locales.

La precipitación presumida seleccionada para el diseño de DAR de Cerro Verde es el evento de la Precipitación Probable Máxima (PMP). La PMP es considerada como el evento de tormenta más extremo que se pueda esperar que suceda en un área determinada, en términos razonables. URS utilizó los resultados de un análisis de la PMP, realizado con información de las precipitaciones en la Estación Meteorológica de "La Pampilla" (en Arequipa) desde 1980 hasta 2002. El cálculo de la PMP también se llevó a cabo con información recogida de la Estación Meteorológica de la "Zona Sur" (Mina Cerro Verde). La profundidad estimada de la tormenta según la PMP fue de 293 mm. según datos de la Estación Meteorológica de "La Pampilla" y de 147 mm. según datos de la Estación Meteorológica de la "Zona Sur". Debido al periodo de registro más prolongado de la estación de "La Pampilla" y al insuficiente periodo de registro en la estación de la "Zona Sur", se seleccionó la PMP de 293 mm para el diseño de DAR.

El área de drenaje estimada sobre el sitio de la represa de desechos es de 8.1 Km². Se asumió razonablemente que el 100 por ciento de la PMP se derramaría y drenaría en el embalse. Mediante esta suposición conservadora, se estimó que se podría producir 1,968,300 metros cúbicos de derrame como consecuencia de la PMP de 243 mm. y contribuir con el DAR.

5.0 Programa de Investigación Geotécnica

5.1 Aspectos Generales

Se implementó un programa de investigación de campo en el sitio propuesto de DAR de Cerro Verde desde abril hasta junio de 2003. El propósito del programa de investigación era obtener información geotécnica para el diseño a nivel de factibilidad. Las investigaciones incluyeron: cartografía geológica, monitoreo de la excavación de los pozos de sondeo, y las perforaciones de prueba. Asimismo, se efectuaron las investigaciones de los barrenos de prueba y la caracterización del área de préstamo como parte del programa de investigación de campo.

Los resultados de la exploración geológica se presentan en la Sección 4.2 junto con un mapa geológico, Figura 4-2, el cual muestra las ubicaciones de los pozos de sondeo, las perforaciones de prueba, las áreas de barrenos de prueba, y las potenciales áreas de préstamo. Los resultados de las perforaciones de prueba, la excavación de los pozos de sondeo, los barrenos de prueba, la caracterización del área de préstamo, y un programa de rellenos de prueba se presentan en las siguientes secciones.

5.2 Investigación con Perforaciones de Prueba

Se perforó un total de 10 agujeros de prueba (de TH-1 a TH-7, y de TH-10 a TH-12), tal como aparece en la Figura 4-2, usando dos aparejos de núcleo montados sobre patines (Boyles BBS 25 y Boyles Joy 12-B) para investigar las condiciones del subsuelo, obtener muestras para las pruebas de laboratorio, y llevar a cabo una prueba de permeabilidad in-situ. Las perforaciones de prueba fueron realizadas por MR y Asociados (MRA).

Los agujeros de prueba TH-1, TH-2, TH-3 y TH-4 se ubicaron dentro del área de proyección en planta de la presa propuesta. Los agujeros de prueba TH-5, TH-6 y TH-7 se perforaron dentro del área propuesta del embalse. Los agujeros de prueba TH-8 y TH-9, propuestos inicialmente para ser perforados dentro del área de las instalaciones de procesamiento propuestas, se excluyeron posteriormente del alcance del proyecto y no fueron perforados. Los agujeros de prueba TH-10, TH-11 y TH-12 se perforaron dentro del área de las formaciones de piedra caliza en el estribo occidental de la presa de relaves propuesta. Los registros detallados de los agujeros de prueba se incluyen en el Apéndice 5A, y los registros de resumen se presentan en la Figura 5-1 y en las secciones del estudio geológico que aparecen entre las Figuras 4-3 y 4-7 contenidas en la Sección 4.0.

Las muestras se obtuvieron en los agujeros de prueba mediante la extracción de testigos y la entubación a través del aluvio, y mediante la extracción de testigos en los lechos de roca, usando un equipo de cables de perforación y trépanos con diamantes industriales para obtener el núcleo de tamaño "N" y "H". Se emplearon ambas barrenas de núcleos con tubos dobles y triples. Se llevaron a cabo Pruebas de Penetración Estándar (SPT) con cuchara partida en intervalos de 1.5 m. en el aluvios y se obtuvieron muestras transformadas a medida que se avanzaban los agujeros de prueba. La prueba de laboratorio se llevó a cabo en las muestras seleccionadas en el laboratorio de MRA ubicado en Lima. Los resultados de la prueba de laboratorio se describen en la Sección 5.6.

Se emplearon tanto obturadores neumáticos de cables de perforación simples como obturadores mecánicos simples de tamaño “N” y “H” para realizar pruebas de permeabilidad in-situ a medida que se avanzaban las perforaciones de prueba. Se llevaron a cabo pruebas de permeabilidad por presión y por carga constante (con obturadores). Las longitudes de los intervalos de prueba oscilaron entre 3 m. y 10 m. Los resultados de las pruebas de permeabilidad in-situ se presentan entre las Figuras 5-1 y 5-4.

Todos las perforaciones de prueba fueron concluidas como piezómetros de pozo abierto. Las mediciones del nivel del agua obtenidas de los piezómetros se resumen a continuación en el Tabla 5-1.

Tabla 5-1
Resumen de los Niveles del Agua en los Piezómetros

Número del Piezómetro	Profundidad Inferior del Piezómetro (m)	Profundidad con respecto al Agua en el Piezómetro (m)	Elevación de la Superficie del Agua en el Piezómetro (m)	Profundidad con respecto al Agua en el Piezómetro (m)	Elevación de la Superficie del Agua en el Piezómetro (m)
Fecha		07/06/03	07/06/03	21/12/03	21/12/03
TH-01	160.54	141.09	2,493.74	155.37	2,479.46
TH-02	26.15	16.00	2,362.82	18.94	2,359.88
TH-03	61.47	45.00	2,564.83	50.60	2,559.23
TH-04	50.30	11.87	2,388.71	11.97	2,388.61
TH-05	20.10	Seco	-	Seco	-
TH-06	8.30	Seco	-	Seco	-
TH-07	20.30	Seco	-	Seco	-
TH-10	53.67	42.28	2,455.63	49.70	2,448.21
TH-11	30.25	10.47	2,531.90	15.46	2,526.91
TH-12	67.14	45.23	2,524.46	Seco	-

Las investigaciones de campo realizadas dentro del área de proyección en planta de la presa de arranque y la zona de la presa de recepción de relaves indican que la fundación generalmente está conformado por lecho de roca cercana a la superficie cubierto con una capa relativamente delgada de coluvio, a excepción del aluvio a lo largo de la Quebrada Enlozada. Por lo general, el lecho de roca es de roca volcánica intrusiva y extrusiva de andesita, gabro y dionita, tal como se ha descrito más detalladamente en la Sección 4.2. El lecho de roca se agrieta moderadamente y la porción superior (alrededor de 20 m.) parece estar altamente fracturada con mayor permeabilidad. En términos generales, los resultados de la investigación de la fundación indican que:

- El aluvio está constituido de grava fundamentalmente bien graduada con aproximadamente 20% de cantos rodados y pedregones rodados. Aparentemente, el aluvio es relativamente denso y, en consecuencia, no es susceptible a la licuefacción. Las pruebas de permeabilidad realizadas en el aluvio indican un rango de 1×10^{-2} cm/seg a 2×10^{-4} cm/seg, tal como se muestra en la Figura 5-2.
- La permeabilidad del lecho de roca dentro del área de proyección en planta de la presa y del embalse se reduce, por lo general, con la profundidad. La parte superior de 20 m. de lecho de roca, descrita como fracturada y expuesta a la intemperie, tiene una mayor

permeabilidad que oscila entre 2×10^{-4} y 1×10^{-5} cm/s, mientras que la permeabilidad del lecho de roca subyacente es usualmente inferior a 1×10^{-5} cm/seg, tal como se muestra en la Figura 5-3.

- La permeabilidad de la piedra caliza en el estribo occidental varía ampliamente desde una permeabilidad muy baja de aproximadamente 10^{-7} cm/seg o menor, hasta una permeabilidad relativamente alta de aproximadamente 10^{-2} cm/seg o mayor cerca de la superficie, tal como se presenta en la Figura 5-4. Las pruebas de permeabilidad indican que la permeabilidad dentro de la piedra caliza se controla generalmente mediante las fracturas. La permeabilidad de la granodiorita subyacente oscila desde alrededor de 10^{-5} hasta un mínimo de 10^{-7} cm/seg.

La fundación parece ser adecuada para sostener la presa de relaves propuesta. Los diseños de la presa de relaves, embalse y sistema colector de filtraciones deberán considerar las zonas de mayor permeabilidad identificadas en la investigación. Se deberá llevar a cabo otras investigaciones de campo dentro del área de la fundación durante el diseño final, a fin de confirmar estas conclusiones.

5.3 Investigación con Calicatas

Se llevó a cabo una investigación de pozo de sondeo con el propósito de caracterizar los materiales que podrían usarse como fuentes de préstamo. El personal de SMCV excavó un total de 14 pozos de sondeo (TP-1 a TP-14), ubicados en el aluvio ubicado dentro de la zona de recepción del embalse, hasta una profundidad aproximada de 7 m., empleando una retroexcavadora Cat 325 montada en un camión. El aluvio estaba conformado de gravas predominantemente bien graduadas con aproximadamente 20% de cantos rodados y pedregones rodados. Las ubicaciones de los pozos de sondeo se muestran en la Figura 4-2 y los registros de resumen de los pozos de sondeo TP-1 a TP-14 se presentan en la Figura 5-5. No se encontró agua en los pozos de sondeo. Se tomaron muestras de cada pozo de sondeo, tal como se indicó en los registros de resumen. Se obtuvo muestras adicionales de las rocas de desecho de la mina en el pozo denominadas materiales del "Leach Cap"; de la pila existente de rocas de desecho denominada material "Dump 35"; de los relaves antiguos de operaciones anteriores de concentradores efectuadas en la mina; y de los minerales agotados de los lechos de lixiviación. Las pruebas de laboratorio llevadas a cabo en las muestras se describen en la Sección 5.6.

5.4 Caracterización del Material Potencial de Préstamo

Se requerirá una serie de diferentes materiales de construcción para la construcción de la presa de relaves. Estos materiales incluyen el relleno de la presa para la presa de arranque, arena y grava para los drenajes y filtros del sistema colector de infiltraciones, y material de baja permeabilidad de granulado fino para una zona aguas arriba en la presa de arranque a fin de almacenar agua de puesta en marcha. Los resultados de las investigaciones de campo descritos anteriormente y las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras recogidas (Sección 5.6) se utilizaron para caracterizar los materiales en las áreas potenciales de préstamo, a fin de ser usados en la construcción. La caracterización de estos materiales de

préstamo incluyó la granulometría, el contenido de humedad y permeabilidad, así como un estimado de las cantidades de material.

5.4.1 Materiales de Préstamo para Enrocado

En base a los resultados de la investigación de campo, no se identificó cantidades suficientes de material de préstamo adecuado para construir la presa de arranque en las proximidades del emplazamiento de la presa de relaves. Esto se debe a la presencia de un lecho de roca poco profundo en el sitio. En consecuencia, se investigaron tres fuentes potenciales de préstamo para relleno para la construcción de la presa de arranque con relleno de roca. Estas fuentes fueron: (1) una cantera dentro del área del embalse; (2) el material del “Leach Cap” excavado desde la porción superior de la explotación a tajo abierto como una parte de la excavación de escombreras; y (3) la pila existente de rocas de desecho denominada como “Dump 35”.

- **Tajo de la cantera dentro del área propuesta del embalse.** Las rocas expuestas en muchos lugares dentro del embalse son granodiorita, granito, diorita y andesita, las cuales son rocas ígneas relativamente fuertes y duras que podrían ser usadas como relleno en la presa de arranque. El barrenado de prueba en un potencial emplazamiento de préstamo, tal como se muestra en la Figura 4-2, se compone de la excavación de una berma en el lomo, la perforación y voladura del lecho de roca subyacente a la berma, y la evaluación de la fragmentación y la calidad de la roca resultante. En base a las observaciones realizadas en un pozo de sondeo excavado en el material de barrenos de prueba, se estimó que el material de menos de 7 cm. comprendía aproximadamente el 30% del volumen total. Una muestra del material de menos de 7 cm., sometido a prueba para la distribución de tamaños en el laboratorio, demostró que el material era grava de baja graduación, del cual el 10% pasaba por el tamiz número 4 y menos del 3% pasaba por la malla No. 200. El 70% restante del material osciló en tamaño desde aproximadamente 7 cm. a 60 cm. La resistencia a la compresión de cuatro muestras del sondeo seleccionadas de TH-07 fluctuó entre 118 y 493 Kg/cm². La resistencia relativamente baja probablemente esté relacionada con grietas ocultas que fallaron durante la prueba de la resistencia a la compresión.
- El resultado de la prueba de durabilidad de abrasión de Los Ángeles (10.9% de pérdida) indica una calidad satisfactoria del material para fines de construcción. Las hojas de los resultados de las pruebas de laboratorio se incluyen en el Apéndice 5D.
- **Material del “Leach Cap” de la Explotación a Tajo Abierto.** Los materiales del “Leach Cap” están actualmente presentes en las bermas superiores de la explotación a tajo abierto como roca de desecho. Entendemos que, en base al plan actual de explotación de la mina a tajo abierto, el material del “Leach Cap” estaría disponible en el lado occidental de la pared alta de la explotación a tajo abierto para construir la presa de arranque desde 2005 hasta 2006. Las muestras de la fracción de menos de 7 cm. de los materiales del “Leach Cap” sometidas a prueba en el laboratorio para la distribución de tamaños indicaron que el material era grava de baja graduación, del cual sólo entre el 3% y el 5% pasaba por el tamiz No. 4 y menos del 2% pasaba por la malla No. 200. Se estimó que el material mayor de 7 cm. representaba entre el 30% y 50% del volumen total, en base a la observación visual de los materiales durante la

excavación. Las pruebas de graduación realizadas en muestras grandes (3 a 4 m³) del material del "Leach Cap" durante el programa de rellenos de prueba indicó que el 5% de las partículas (por peso) era superior a los 15 cm., el 5% se encontraba entre los 15 cm. y 7 cm., el 65% era grava, el 20% era arena, y menos del 5% eran finos que pasaban por la malla No. 200.

Según la información proporcionada por SMCV, entendemos que el volumen del material disponible para la construcción de la presa de arranque obtenido de los materiales del "Leach Cap" es de 40 millones de toneladas al año.

- **Pila de Rocas de Desecho "Dump 35"**. La pila de rocas "Dump 35" existente está ubicada a lo largo del perímetro sur del embalse de desechos propuesto, tal como se muestra en la Figura 4-2. Las muestras de la fracción menor de 7 cm. sometidas a prueba en el laboratorio a fin de determinar la distribución del tamaño indicó que los materiales estaban compuestos de arena pedregosa, arena limosa, arena de pobre graduación, y grava limosa a bien graduada, de los cuales entre el 35% y el 55% pasaba por el tamiz número 4 y entre el 6% y el 13% pasaba por la malla 200. Se estima que el surtido de los materiales mayores de 7 cm. en el "Dump 35" es de aproximadamente el 25%, según los materiales observados en un atajo en el escorial de desechos. Una prueba de graduación realizada en una muestra grande (de 3 a 4 m³) del material del "Dump 35" durante el programa de rellenos de prueba indicó que aproximadamente el 3% de las partículas (por peso) era superior a los 15 cm., el 5% se encontraba entre los 15 cm. y 7 cm., entre el 45% y el 50% era grava, entre el 30% y 35% era arena, y hasta el 15% eran finos.

En base a la información proporcionada por SMCV, entendemos que aproximadamente 15 millones de toneladas del material del "Dump 35" están disponibles para ser usados en la construcción de la presa de arranque.

Una evaluación llevada a cabo por SMCV indicó que las operaciones para procesar los materiales de construcción de la presa de arranque procedentes de un pozo de una cantera en el área propuesta del embalse no serían económicamente viables. Por consiguiente, los materiales del "Leach Cap" y los materiales del "Dump 35" fueron seleccionados como las fuentes potenciales de préstamo para la construcción de la presa de arranque.

5.4.2 Materiales de Préstamo de Arena y Grava

Se investigaron depósitos aluviales para su uso potencial como materiales de préstamo de arena y grava para la construcción del sistema de recolección de infiltración. El mapeo geológico identificó áreas de depósitos aluviales ubicados en el fondo de los valles dentro del área propuesta para el embalse y a aproximadamente 2.5 kilómetros corriente debajo de la presa de relaves. Aunque existen depósitos aluviales adicionales dentro de drenajes más pequeños, son relativamente poco profundos y con poca extensión por lo que no fueron considerados como fuentes de préstamo económicamente viables. Se identificaron tres áreas potenciales de préstamo aluvial: (1) depósitos aluviales ubicados a aproximadamente 2.5 kilómetros corriente abajo de la base de la presa de relaves; (2) depósitos aluviales ubicados en un drenaje al sudoeste del pie de talud aguas arriba de la presa de arranque (Drenaje

Oeste); y (3) depósitos aluviales situados al sudeste del pie de talud aguas arriba de la presa de arranque (Drenaje Este).

- **Depósito aluvial aguas abajo de la presa de relaves.** La fuente potencial de préstamo aluvial más grande se ubica corriente abajo la huella de la presa de relaves final. Desde el pie de talud de la presa final hasta aproximadamente 1.4 kilómetros aguas abajo, el aluvión tiene 100 m de ancho y 20 a 25 m de espesor, con un volumen estimado de aproximadamente 3 millones de metros cúbicos. En ciertas áreas, el procesamiento de la fuente de préstamo aluvial requeriría la remoción de aproximadamente un metro de la capa superior del aluvión de ceniza volcánica y arena/grava interestratificadas, donde la ceniza volcánica ha contaminado el aluvión. El aluvión está formado por arenas, arenas gravosas y gravas arenosas interestratificadas. El aluvión se muestreó en los pozos de sondeo TP-13 y TP-14, y fue clasificado como arena pobremente graduada. Aproximadamente el 50% de la porción de menos de 7 cm del aluvión pasa el tamiz N° 4 y aproximadamente 3 a 5% son finos. El aluvión contiene un estimado de 5 a 10% de material que va de cascajo a canto rodado, incluyendo cantos rodados grandes de granodiorita que han rodado cuesta abajo del valle. Los 3 a 5 m superiores del aluvión son secos. El aluvión por debajo de 3 a 5 m varía entre ligeramente húmedo y húmedo, y se hace muy húmedo a medida que aumenta la profundidad. No se encontró aguas freáticas en los pozos de sondeo, sin embargo, los pozos de monitoreo perforados por SMCS en esta área aparentemente indican que la profundidad existente hasta llegar a las aguas freáticas es de aproximadamente 20 metros.
- **Depósito aluvial en el “Drenaje Este”.** La segunda fuente potencial de préstamo aluvial se ubica dentro del área del embalse de relaves, al sudeste del pie de talud aguas arriba de la presa de arranque propuesta, en el área donde se excavaron los TP-6 a TP-10 (Figura 4-2). El aluvión está formado por una serie de materiales interestratificados, entre los que se incluyen arena fangosa, arena pobremente graduada, grava de fangosa a bien graduada y grava pobremente graduada. La porción de menos de 7 cm de aluvial está formada por arena fangosa a pobremente graduada, grava pobremente graduada y grava bien graduada con un 42 a 56% que pasa el tamiz número 4 y de 3 a 13% que pasa la malla No. 200. Las arenas y gravas contienen aproximadamente de 10 a 30% de materiales que van de cascajo a canto rodado. El aluvión es seco y se hace húmedo con la profundidad. El depósito aluvial tiene aproximadamente 1.2 kilómetros de largo, 50 m de ancho y de 5 a 10 m de espesor, con un volumen estimado de aproximadamente 420,000 metros cúbicos.
- **Depósito aluvial en el “Drenaje Oeste”.** La tercera fuente potencial de aluvial se ubica dentro del área de la presa de relaves, al sudoeste del pie de talud aguas arriba de la presa de arranque propuesta, en el área donde se excavaron los TP-3 y TP-4 (Figura 4-2). La porción de menos de 7 cm del aluvión está formada por arena fangosa a pobremente graduada con aproximadamente 54% de la misma que pasa el tamiz número 4 y de 7 a 12% que pasa la malla 200. El aluvión está formado por aproximadamente 30 a 50% de cascajo a cantos rodados y lechos de ceniza volcánica. El contacto del aluvión con el lecho de roca subyacente, y en muchos lugares con aluvión fuertemente cementado, varía con la profundidad. Únicamente los 2 a 5 m

superiores de aluvión se consideran adecuados para el préstamo. Este aluvión estuvo seco en todos los pozos de sondeo. El depósito aluvial tiene aproximadamente 400 m de largo, 150 m de ancho y de 2 a 5 m de espesor, con un volumen estimado de aproximadamente 200,000 metros cúbicos.

Los resultados de las pruebas de durabilidad (Tabla 5D-2) en las muestras de material aluvial produjeron una desintegración de los materiales de 20 a 30% del peso de la muestra original (ASTM C131) entre 20 y 30 (ASTM C131), lo cual indica una durabilidad aceptable. Por lo tanto, creemos que los materiales aluviales también serían durables para utilizarse como material de filtrado. La Figura 5D-1 muestra las curvas de distribución de tamaño de partículas para estos materiales.

5.4.3 Materiales Finos de Préstamo de Baja Permeabilidad

Se investigaron dos áreas potenciales de préstamo de materiales de baja permeabilidad y granos finos para su uso en la construcción de una zona de permeabilidad relativamente baja a lo largo del lado aguas arriba de la presa de arranque para almacenar, potencialmente, agua de arranque.

- **Canchas de Lixiviación Inactivas.** Se obtuvo una muestra de la antigua Cancha de Lixiviación No. 2. Los materiales lixiviados en la Cancha de Lixiviación No. 2 están formados por arena arcillosa finamente granulada con grava (el mineral de la cancha de lixiviación original tenía menos de 2 pulgadas después del chancado), con aproximadamente 70% que pasa el tamiz número 4 y aproximadamente 27% que pasa la malla No. 200. Las pruebas de permeabilidad de laboratorio (Sección 5.6) sugieren que los antiguos materiales de la cancha de lixiviación tienen una permeabilidad que varía entre 2×10^{-6} a 6×10^{-6} cm/s cuando se compactan a aproximadamente 95% de la densidad seca máxima (ASTM D698). No se conoce el volumen exacto del material existente en la cancha de lixiviación. Sin embargo, se estimó, en base a las dimensiones de la cancha de lixiviación, que deben haber aproximadamente 400,000 metros cúbicos disponibles. Debido a que la lixiviación pasada de los materiales inactivos de la cancha de lixiviación, las características químicas de estos materiales podrían generar un cuestionamiento ambiental si fueran utilizados como materiales de préstamo para almacenar agua de arranque. Por lo tanto, al final se decidió no considerar los materiales inactivos de la cancha de lixiviación para su uso como material de préstamo.
- **Materiales de Antiguos Relaves.** Se obtuvo una muestra de la pequeña cantidad de materiales de relave que se depositaron en el pasado. La mayor parte de los antiguos relaves han sido excavados y utilizados para la construcción en el emplazamiento minero, y se estima que aproximadamente 5,000 a 10,000 metros cúbicos permanecen en el fondo y al noroeste del valle. Los materiales de relaves están formados por arcilla y fango, y 100% de los mismos pasan el tamiz No. 20 con 64% de finos (% que pasa el tamiz No. 200). Las pruebas de permeabilidad realizadas en el laboratorio (Sección 5.6) sugieren que los materiales de relaves antiguos tienen una permeabilidad que varía entre 4.2×10^{-3} a 4.4×10^{-4} cm/s al compactarse a aproximadamente 95% de densidad seca máxima (ASTM D698).

5.5 Relleno de Prueba

Con la finalidad de evaluar la idoneidad de los materiales de préstamo seleccionado para la construcción de la presa de arranque y para reunir información relacionada con los métodos de colocación y compactación, se realizó un programa de relleno de prueba. El Apéndice 5C detalla los resultados del programa de relleno de prueba. El programa de relleno de prueba incluyó la construcción de diez rellenos de prueba (Tabla 5-2) y una evaluación del asentamiento, densidad y permeabilidad de los rellenos compactados para diversos porcentajes de efecto compactador. En el programa de relleno de prueba también se evaluaron los materiales del “Leach Cap” y del “Dump 35”.

Tabla 5-2
Características del Relleno de Prueba del Dique de Arranque

Número de Relleno de Prueba	Material Fuente	Compactador	Espesor de Capa Planeado	Número de Capas
1	Material del “Leach Cap” (de la Pala 6)	Rodillo Vibratorio de Tambor Liso Xuzhou Modelo YZ12	1.5	2
2			1.0	4
3			0.5	5
4		Camión de Carga y Descarga Caterpillar Modelo 789B	1.5	3
5			1.0	4
6			0.5	4
7	Dump 35	Rodillo Vibratorio de Tambor Liso Xuzhou Modelo YZ12	1.0	4
8		Camión de Carga y Descarga Caterpillar Modelo 789B	1.0	4
9			0.5	4
10			Rodillo Vibratorio de Tambor Liso Xuzhou Modelo YZ12	0.5

Los rellenos de prueba fueron construidos por el personal de SMCV bajo la asesoría de un ingeniero de URS. Las pruebas in situ y de laboratorio fueron realizadas principalmente por el personal de la mina en los emplazamientos designados para el relleno de prueba y en el laboratorio en la mina. Roberto Cáceres Flores de SMCV realizó las pruebas de compactación y gravedad específica. MRA realizó una prueba de permeabilidad y una prueba de compactación.

El material de desecho que actualmente se explota en la ubicación de la Pala No. 6 en el tajo abierto (material de la “Leach Cap”) se utilizó para la construcción de los rellenos de prueba 1 a 6. El personal de SMCV seleccionó las gradaciones más finas del material de la “Leach Cap” para su uso en los rellenos de prueba, indicando que se espera que estos materiales más finos sean representativos del material que SMCV explotará durante el período de construcción planeado 2005-2006. Durante dicho período, entendemos que el volumen minado de roca de la “Leach Cap” será significativamente mayor al requerido para la construcción de la presa de arranque. Se creará una pila de material para el material más fino de la “Leach Cap” para su uso durante períodos en los que no se excave el material más adecuado.

Los rellenos de prueba 7 a 10 se construyeron con material del “Dump 35”. El material del “Dump 35” es visiblemente más fino que el material de la “Leach Cap” y sería adecuado para la

construcción de una zona de menor permeabilidad en la cara aguas arriba de la presa de arranque para almacenar agua de arranque.

Se añadió agua a los materiales tanto de la “Leach Cap” como del “Dump 35” antes de su transporte a los sitios de relleno de prueba. El material fue vaciado y esparcido con buldózers Caterpillar Modelo D9N o D10. Se utilizaron dos compactadores para la compactación: (1) rodillo vibratorio de tambor liso de 12 toneladas Xuzhou Modelo YZ12, y (2) camión de carga y descarga Caterpillar Modelo 789B que transporta una carga completa. El Xuzhou YZ12 es un rodillo vibratorio de tambor de acero diseñado para la compactación de roca chancada y otros materiales granulares. El Caterpillar 789D se utiliza como un camión de carga y descarga en las operaciones actuales de Mina Cerro Verde. El Apéndice 5C incluye mayor información con respecto al procedimiento de construcción del relleno de prueba, y las características de las pruebas y de los equipos.

De acuerdo con los resultados del programa de rellenos de prueba, se seleccionaron los siguientes criterios para la colocación y compactación de los materiales para la construcción del dique de arranque:

- El material de la “Leach Cap” puede utilizarse para construir la presa de arranque. Sin embargo, la gradación del material de la “Leach Cap” no parece ser compatible por problemas de filtración con las gradaciones proyectadas de los materiales de relave overflow y underflow del ciclón para minimizar el riesgo de migración de materiales de relaves finos a la presa de arranque. Por lo tanto, sería necesario utilizar un “revestimiento” en los taludes de la presa de arranque corriente abajo y arriba para mitigar este riesgo.
- El material del “Dump 35” puede utilizarse para la construcción de una zona de menor permeabilidad en la cara aguas arriba de la presa de arranque para facilitar el almacenamiento del agua de arranque. Adicionalmente el material del “Dump 35” parece ser utilizable para el revestimiento mencionado líneas arriba para mitigar la migración de relaves finos hacia la presa de arranque.
- El espesor de la capa suelta del material de la “Leach Cap” antes de la compactación debe ser 1 m como máximo.
- El espesor de la capa suelta del material del “Dump 35” antes de la compactación debe ser 0.3 m como máximo.
- El material del “Leach Cap” deberá ser completamente humedecido antes de su compactación.
- Es posible utilizar camiones de carga y descarga Caterpillar 789B o rodillos vibratorios Xuzhou de 12 toneladas para la compactación de las capas de material de la “Leach Cap”, siempre que se aplique un mínimo de seis pasadas a cada espesor de capa suelta. Deberán utilizarse rodillos vibratorios Xuzhou de doce toneladas para compactar los bordes aguas arriba y abajo del área de relleno donde el uso de camiones de carga y descarga 789 generaría cuestionamientos en torno a la seguridad.

- La humedad de los materiales del “Dump 35” deberá acondicionarse hasta lograr aproximadamente el contenido de humedad óptimo (ASTM D698) antes de la compactación. Se estima que el contenido óptimo de humedad sea de aproximadamente 10 a 12% para los materiales del “Dump 35”.
- Los materiales del “Dump 35” deberán compactarse a un mínimo de 98% de densidad seca máxima (ASTM D698) con contenidos de humedad entre óptimos y 2% por encima del nivel óptimo mediante el uso de equipos de compactación adecuados tales como un rodillo pata de cabra o de almohadillas.

5.6 Pruebas de Laboratorio

En las sub-secciones anteriores se describieron las pruebas de laboratorio realizadas en muestras recolectadas durante las investigaciones en el emplazamiento minero. La Tabla 5D-1 del Apéndice 5D presenta los resultados de estas pruebas.

6.0 Caracterización de los Relaves

6.1 Generalidades

El concepto general de diseño para la presa de relaves incluye una presa de arranque construida con materiales de roca de desmonte compactada (materiales de la “Leach Cap” y del “Dump 35”), cuya altura se incrementará mediante materiales de relaves underflow de ciclón compactados. La producción de una cantidad suficiente de materiales de relaves underflow adecuados por medio del ciclonado es indispensable para la construcción de una presa adecuada que permanecerá estable en condiciones de carga estática y sísmica. Es importante contar con la cantidad y calidad suficiente de materiales de relaves underflow durante las operaciones para la estabilidad de la presa y para mantener un margen libre suficiente de presa. La cantidad de materiales de relaves underflow adecuada que puede producirse por medio del ciclonado se encuentra directamente relacionada con los siguientes factores.

- La gradación y las propiedades reológicas de materiales de relave completos;
- La proporción sólidos-agua de los materiales de relave completos antes del ciclonado;
y
- La operación de los ciclones

La gradación y las propiedades reológicas de los materiales de relave completos se encuentran directamente relacionadas con las propiedades del mineral y de las operaciones de la planta de procesamiento. La cantidad de materiales de relave underflow adecuados que pueden producirse dadas una gradación particular y la reología de material de relaves completos depende de la selección adecuada del número y tipo de ciclones, así como a las operaciones eficientes de los ciclones. Otros diseñarán la planta de procesamiento y el sistema de ciclones.

Con la finalidad de diseñar adecuadamente una presa de relaves y evaluar su comportamiento durante las operaciones, particularmente bajo cargas altamente sísmicas que podrían experimentarse en Mina Cerro Verde, es importante evaluar apropiadamente las características de diseño de los materiales, particularmente los materiales underflow, debido a su importancia para la estabilidad de la presa.

En consecuencia, URS solicitó a SMC que suministrara una muestra representativa de material de relave, obtenida de las pruebas piloto realizadas en Hazen Research (Hazen), a Krebs Engineers (Krebs) para evaluar la distribución de tamaño y la cantidad de los materiales de relaves underflow que podrían generarse a partir del ciclonado. De acuerdo con la muestra representativa de materiales de relaves completos suministrada por SMCV y el criterio de diseño de underflow de un máximo de finos de 15 por ciento, Krebs efectuó pruebas reológicas y varias simulaciones de ciclón para evaluar la cantidad de materiales de relaves underflow que pueden procesarse con los ciclones. Las siguientes secciones detallan las características de diseño de los relaves completos suministrados por SMCV y los materiales de relaves underflow y overflow producidos de las simulación de ciclón efectuadas por Krebs.

6.2 Materiales de Relaves Enteros

Tomando como base las pruebas piloto efectuadas por Hazen, SMC suministró gradaciones URS del material de relaves completos correspondiente al procesamiento de muestras diferentes de mineral de la Mina Cerro Verde. Además, SMCV estimó una media ponderada para los relaves completos que se producirán en la planta de procesamiento. Krebs Engineers realizó análisis de simulación para la “gradación media ponderada de relaves completos” con la finalidad de estimar la cantidad y calidad de los materiales underflow que pueden producirse por un rango de disposiciones de ciclones y al variar otros parámetros, tales como agua de dilución, etc. La Tabla 6-1 presenta las distribuciones esperadas de tamaño de relaves completos, junto con la distribución de tamaño ponderado suministradas por SMCV y utilizadas en simulaciones de ciclón. La Figura 6-1 presenta las gradaciones esperadas del underflow y overflow del ciclón de relave, tomando como base los resultados de la simulación de Krebs para la “gradación media ponderada de relaves completos”.

6.3 Resultados de la Evaluación de Ciclones realizada por Krebs

Dada la “gradación media ponderada de relaves completos” suministrada por SMCV, se estima que el objetivo de Krebs era evaluar lo siguiente:

- Número y tipo de ciclones requeridos;
- Cantidad de agua de dilución requerida;
- Distribución dimensional de los materiales de relaves underflow y overflow;
- Porcentaje de sólidos de los materiales de relaves underflow y overflow; y
- Cantidad de overflow producida expresada como porcentaje de relaves completos por peso.

Krebs suministró los siguientes criterios de diseño:

- Una tasa de producción de 108,000 t/d.
- La “gradación media ponderada” de materiales de relaves completos, tal como se presenta en la Tabla 6-1.
- Los materiales de relaves completos serán espesados a 50% de sólidos en los espesadores.
- El porcentaje máximo permitido de finos en el underflow es 15%.

Krebs concluyó que se requerirán un ciclonado de dos etapas y cantidades significativas de agua de dilución para suministrar materiales underflow adecuados, tal como se muestra en la Figura 6-2. En el Apéndice 6A se muestran los resultados de las simulaciones de ciclón realizadas por Krebs. Además, Krebs concluyó que la cantidad de underflow que podría producirse con este contenido de finos es 36% (por peso) de relaves completos. Las distribuciones dimensionales de relaves de underflow y overflow obtenidas por Krebs mediante análisis de simulación (Figura 6-1) se utilizaron como base en el laboratorio de URS en Totowa, Nueva Jersey, para preparar muestras representativas de materiales de relaves underflow y overflow para las pruebas de laboratorio.

6.4 Resultados de Laboratorio de Underflow y Overflow

De acuerdo con los resultados de las pruebas de laboratorio y con la observación visual, la muestra de material de relaves completos se clasificó como fango (ML) de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) con 65-70% de finos y 30-35% de arena. En el Apéndice 6B se incluyen los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras. A continuación se presenta un resumen de las pruebas estándar de compactación, permeabilidad, estática y triaxial cíclica en una muestra de material underflow.

Tabla 6-1
Gradaciones esperadas de Relaves Completos Suministradas por SMCV

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Promedio	Ponderado
	Malla	Tamaño (mm)												
Número 14	6	3.35	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Número 15	10	1.7	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Número 16	14	1.18	100.00	99.98	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.98	100.00	99.99
Número 17	20	0.85	99.97	99.80	99.96	99.98	99.96	99.98	99.94	99.98	99.98	99.80	99.94	99.92
Número 18	28	0.6	99.68	98.89	99.66	99.78	99.67	99.80	99.50	99.80	99.79	98.90	99.55	99.45
Número 19	35	0.425	98.38	96.48	98.40	98.81	98.47	98.85	97.84	98.92	98.84	96.51	98.15	97.85
Número 20	48	0.3	95.09	92.27	95.30	96.09	95.48	96.09	94.14	96.45	96.15	92.31	94.94	94.36
Número 21	65	0.212	89.79	86.68	90.24	91.33	90.50	91.22	88.57	92.05	91.41	86.67	89.85	89.05
Número 22	100	0.15	83.13	60.27	83.69	84.99	83.91	84.79	81.79	86.05	85.09	80.12	83.38	82.51
Número 23	150	0.106	75.53	73.26	75.96	77.47	75.97	77.24	74.16	78.78	77.58	72.90	75.89	75.09
Número 24	200	0.075	67.76	66.23	67.84	69.57	67.52	69.39	66.41	71.02	69.69	65.63	68.11	67.49
Número 25	270	0.053	60.02	59.28	59.64	61.60	58.91	61.51	58.73	63.09	61.71	58.43	60.29	59.92
Número 26	325	0.045	56.39	56.02	55.78	57.85	54.84	57.80	55.13	59.32	57.94	55.06	56.61	56.37
%+100 M	%+100 M		16.87	19.73	16.31	15.01	16.09	15.21	18.21	13.95	14.91	19.88		
TPH de la Planta			4,740	5,620	4,204	4,038	3,214	4,724	4,806	3,684	3,980	5,228		
Media Ponderada suministrada por SMCV = 49.4% (Muestra 1) + 27.1% (Muestra 2) + 23.5% (Media del resto de las muestras)														

6.4.1.1 Prueba Proctor Estándar (ASTM D 698-91)

Los resultados de la prueba indican que la densidad seca máxima de los relaves underflow es aproximadamente 1.56 t/m^3 y que el contenido óptimo de humedad es de aproximadamente 19.8%.

Pruebas de Permeabilidad (ASTM D 5084-90)

Se realizó una prueba de permeabilidad hidráulica de cabeza constante en un material de relaves underflow compactado al 97% de la densidad máxima. Las pruebas se realizaron para dos esfuerzos de confinamiento (100 y 800 kPa). Los resultados de las pruebas mostraron que la permeabilidad de la muestra no disminuyó con el aumento de la presión de confinamiento. Las permeabilidades medidas en los esfuerzos de confinamiento de 100 kPa y 800 kPa fueron $1.9 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ y $2.1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, respectivamente.

Prueba Triaxial Estática (ASTM D 4767)

Se realizaron pruebas consolidadas de compresión triaxial no drenada con medición de presión de poros en una muestra de material de relaves underflow. Las pruebas se realizaron para un rango de presiones de consolidación que van de 100 a 3100 kPa. En la Tabla 6-2 se incluyen las hojas de las pruebas de laboratorio así como un resumen de los resultados.

**Tabla 6-2
Propiedades de Resistencia de Relaves Underflow
(ASTM D 4767)**

	Ángulo de Fricción, grados	Cohesión, kPa
Esfuerzo total	8.9	488
Esfuerzo efectivo	35.6	0

Prueba Triaxial Cíclica

Se utilizaron dos presiones efectivas de confinamiento (100 y 800 kPa) para las pruebas de resistencia triaxial cíclica. Las muestras de materiales de relaves underflow fueron sometidas a proporciones de esfuerzo que van de aproximadamente 0.18 a 0.44. Se aplicó un esfuerzo cíclico hasta que se observó una presión de agua de poros residual de 100% o una gran tintura.

Los resultados de las pruebas cíclicas se utilizaron para desarrollar relaciones entre el Número de Ciclos requeridos para la Liquefacción y Proporción de Esfuerzo Cíclico, como una función de la presión de confinamiento.

7.0 Análisis de Ingeniería

7.1 Generalidades

Se efectuaron una serie de análisis de ingeniería para desarrollar componentes de diseño de presas de relave que satisficieran los objetivos y criterios de diseño que se describen en la Sección 3.0. Estos análisis de ingeniería consisten en:

- **Balance del Material:** Análisis que permite evaluar los requisitos de cantidad mensual de underflow de relaves e identificar la elevación de cresta del dique de arranque.
- **Filtración:** Análisis para evaluar la cantidad de infiltración desde el embalse y presa de relaves.
- **Estabilidad Estática del Talud:** Análisis para evaluar la estabilidad de la presa de relaves bajo condiciones operativas normales.
- **Estabilidad Dinámica del Talud:** Análisis para evaluar la deformación potencial que se proyecta ocurrirá como resultado del terremoto de diseño.
- **Balance de Agua:** Análisis que permite evaluar la cantidad de agua de recuperación disponible del DAR.

Las siguientes secciones detallan resumidamente los supuestos, metodologías y resultado de los análisis de ingeniería.

7.2 Análisis del Balance de Materiales

7.2.1 Propósito

Se desarrolló un modelo de balance de materiales para el diseño de la Presa de Relaves de Cerro Verde. El propósito del modelo de balance de materiales fue evaluar la altura de la presa de arranque requerida, y establecer la elevación de la presa y del embalse de relaves por mes durante todas las operaciones de deposición de relaves. El modelo también se utilizó para evaluar la sensibilidad del diseño de la presa frente a la variación en la densidad de los relaves en el embalse y en la presa; para establecer la disponibilidad de exceso o la falta de material suficiente para la presa; y para estimar la tasa de elevación de la presa y del embalse.

7.2.2 Metodología y Supuestos

El modelo de balance de materiales desarrollado se basa en los criterios de diseño presentados en la Sección 3.0. Los resultados de las pruebas de simulación de ciclón suministrados por Krebs y los resultados de las pruebas de laboratorio de relaves se utilizaron como datos para el modelo de balance de materiales. A continuación se enumeran los supuestos y los criterios de diseño utilizados en el desarrollo del modelo de balance de materiales:

- **Capacidad de Almacenamiento.** Para una tasa de producción de 108,000 t/d, el depósito de relaves debe alojar 900 millones de toneladas de relaves.

- **Margen Libre.** El embalse tiene que almacenar la precipitación máxima probable (PMP) en todo momento sin sobrepasar el embalse. Además, la elevación de cresta del embalse debe mantenerse al menos 3 metros por encima del nivel del relave embalsado inmediatamente aguas arriba de la cresta. De acuerdo con los estimados actuales, un margen libre de tres metros entre el nivel de cresta del embalse y la elevación máxima de relaves en el embalse es suficiente para almacenar el flujo máximo probable (PMF) resultante del PMP.
- **Método de Construcción.** Se considerará el método de crecimiento de línea central y de aguas abajo de la presa de relave utilizando los resultados de simulación de ciclón de Krebs (Sección 6.0).
- **Características del Underflow.** De acuerdo con las evaluaciones de Krebs, el underflow se producirá por la operación de ciclonado de dos etapas, lo cual resultará en una proporción underflow/overflow por peso de 36/64. Se asumió que los ciclones están operativos el 85% del tiempo, lo cual incluye tiempo de inactividad y/o ineficiencias. En base a las pruebas de laboratorio, se asumió que la densidad del underflow del embalse es de 1.5 t/m^3 .
- **Características del Overflow.** Se asume que la densidad de los relaves en el embalse es de 1.05 t/m^3 durante el primer año de operación. Después del primer año, se asume que la densidad media del overflow será 1.3 t/m^3 .
- **Características del Relave Completo.** El relave completo debe depositarse en el embalse al llegar al término de la vida útil del embalse después de concluir la construcción de la presa. El relave completo también podría eliminarse durante breves períodos cuando los ciclones no operen debido a mantenimiento o a otras razones. Se asume que la densidad del relave completo depositado en el embalse es de 1.4 t/m^3 . Los relaves completos son más gruesos y permeables que el overflow, y por lo tanto drenarán con mayor rapidez y lograrán una densidad media mayor que el overflow.
- **Curva de Elevación/Volumen/Área del Embalse.** Se desarrolló la curva de elevación/volumen/área para el embalse asumiendo un talud de playa de 0.5% desde la presa hasta la poza de agua de recuperación. Para el desarrollo de las curvas de almacenamiento, se utilizó un mapa topográfico con intervalos de 5 metros suministrado por SMCV.
- **Curva de Elevación /Volumen /Área de la Presa de Relaves.** Se desarrolló la curva de elevación/volumen/área para la presa de relaves asumiendo un talud de la presa aguas abajo de 3.5H:1V y una elevación de la presa de arranque seleccionada que repetidamente cambiaba iterativamente hasta que se identificó una elevación de cresta de la presa de arranque con la que se satisfizo el balance de materiales sin sobrepasarlo. Se asume que los taludes aguas arriba y abajo de la presa de arranque son 2H:1V.

7.2.3 Resumen de los Resultados

Se realizaron varios análisis de balance de materiales para evaluar la sección transversal y método de construcción de una presa de relaves factible, en base a los estimados de cantidades de materiales de relave de overflow y underflow disponibles (Sección 6.0) y a los

criterios de diseño para la estructura. Se efectuaron varias evaluaciones de sensibilidad como parte de este proceso para posibilitar la selección de métodos factibles de construcción (elevación) de presas de relaves y configuraciones de presas. Los análisis de balance de material indican que:

- La cantidad de materiales de relaves underflow es insuficiente para utilizar el método de construcción aguas abajo para levantar la presa. Sin embargo, el método de construcción de línea central es factible con un ancho de cresta de 50 m y un talud corriente debajo de 3.5H:1V. Se requiere una elevación de cresta de la presa de arranque de 2,485 m para suministrar un almacenamiento suficiente para los materiales de relaves overflow durante el primer año de operaciones.
- La Figura 7-1 muestra los resultados de los cálculos de balance de materiales. La figura demuestra que la elevación de la presa de relaves supera a la elevación de los relaves en el embalse en todo momento por tres o más metros, tal como lo exigen los criterios de diseño. Una presa de arranque con la elevación de cresta seleccionada suministrará suficiente almacenamiento para los materiales overflow de relaves antes que el underflow alcance la cresta de la presa de arranque.
- De acuerdo con las condiciones supuestas actuales, la construcción de la presa de relaves tomaría aproximadamente tres años después de alcanzar la elevación final del embalse de relaves. Se asumió que después que la presa alcance la elevación de cresta final de 2,660 m, que es además la elevación máxima permitida por las restricciones de propiedad y topografía, el ciclonado se detendrá y todo el relave se depositará en el embalse. De manera alternativa, cierto porcentaje del relave completo podría depositarse sin ciclonado en los años posteriores y podría reducirse la tasa de subida de la cresta. La capacidad total estimada de la presa de relaves, de acuerdo con los supuestos actuales, es de 874 millones de toneladas.

7.3 Análisis de la Infiltración en la Presa

7.3.1 Propósito

El propósito de los análisis de infiltración era estimar el nivel freático dentro de la presa de relaves y estimar la cantidad de agua de infiltración con la finalidad de diseñar un sistema de recolección de infiltración adecuado. Para los fines de análisis de infiltración, se analizaron dos fases del proyecto: (1) nivel de relaves en la elevación de cresta del dique de arranque; y (2) nivel de relave en la cresta de la presa de relaves final.

7.3.2 Metodología y Supuestos

Para los fines de estimación de la ubicación del nivel freático, se realizó el análisis de filtración con el código de elemento finito SEEP/W Versión 4.05 (GEO-SLOPE International Inc. de Calgary, Alberta, Canadá, 1997).

Para el análisis se efectuaron los siguientes supuestos:

- Se simuló una condición de estado estable conservador con una longitud supuesta de depósito de relaves de 180 m en la cresta de la presa. Este tipo de análisis asume que las condiciones simuladas, tales como la deposición de underflow, permanecen constante durante un lapso de tiempo suficiente para que se desarrollen condiciones estables. Sin embargo, en la realidad, la deposición de underflow desde la cresta se logrará en secciones de aproximadamente 200 m, donde una sección se utilizará para la deposición de underflow cuando la otra sección esté drenándose, y otra sección esté compactándose. Por esta razón, la superficie freática proyectada por el modelo de infiltración probablemente sea un sobreestimado de la real. En esta etapa del proyecto se consideró adecuado realizar un análisis de estado estable, considerando el nivel de información disponible, la precisión requerida de los resultados y el conservatismo asociado con este método de análisis.
- Se modeló el flujo de material de relaves underflow para aplicarlo a la cresta de 50 m de ancho y una longitud de 600 m del talud aguas abajo para simular la recarga producida por el agua en los materiales depositados de relaves underflow. Las observaciones en las presas de relaves construidas de manera similar han demostrado que, al depositarse a lo largo de la cresta, el relave underflow fluye a una distancia de aproximadamente 400 a 600 m talud abajo.
- La cantidad de recarga de agua que resulta de la pasta de relaves underflow fue estimada en base a los siguientes supuestos:
 - Tasa de producción de 100,000 t/d
 - Recuperación de underflow de 36%
 - Los ciclones son operativos el 100% del tiempo
 - Densidad seca del casco de la presa de 1.5 t/m³;
 - Gravedad específica de 2.7,
 - Grado de saturación de 0.5; y
 - Contenido de humedad (mc) de 0.15.
- La cantidad estimada de agua contenida en los vacíos fue restada de la cantidad de flujo de relaves aplicada.

Además de proyectar la ubicación del nivel freático, el modelo de infiltración antes descrito también estima la cantidad de infiltración del embalse y presa de relaves.

Sin embargo, debido a la naturaleza conservadora de los supuestos antes enumerados, creemos que un método más realista de estimar la cantidad de infiltración para el diseño del sistema de recolección de infiltración se basa en la cantidad total de agua dentro de los materiales de relaves underflow depositados, menos la humedad retenida en el underflow, mas la infiltración del embalse (basado en el modelo de filtración). Por consiguiente, se estimó la cantidad de infiltración para el diseño del sistema de recolección de infiltración en base a los siguientes supuestos:

- Porcentaje de sólidos underflow de 68% basado en los resultados de simulación del ciclón de Krebs;
- Densidad seca compactada de los materiales de relaves underflow de 1.5 t/m³;
- Gravedad específica de materiales de relaves underflow de 2.7;
- Porosidad de materiales de relaves underflow de 0.44;
- Contenido de humedad de 15% en la presa de relaves;
- Cero evaporación de la pasta de relaves underflow; y
- Filtración adicional del embalse de relaves basada en el modelo de filtración antes descrito.

Las Figuras 7-2 y 7-3 muestran los modelos de filtración desarrollados para la sección de la presa de arranque y para la última sección de la presa para los análisis SEEP/W, respectivamente. Los valores de conductividad hidráulica y porosidad del underflow de la presa de relaves, presa de arranque y materiales de cimentación fueron estimados en base a los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en muestras de materiales de relaves underflow y materiales de fundación, pruebas de permeabilidad durante las investigaciones de campo y en la experiencia pasada con materiales similares. Se seleccionó la permeabilidad del drenaje de un metro de espesor (Figuras 7-2 y 7-3) en la base de la presa en un proceso iterativo realizando análisis de sensibilidad para evaluar los requisitos de espesor y permeabilidad del drenaje.

La Tabla 7-1 presenta las propiedades del material utilizado en el modelo SEEP/W para cada una de las zonas de material incluidas en los análisis. El embalse de relaves corriente arriba de la presa de relaves se modeló como totalmente saturado con una permeabilidad variable que depende de la consolidación alcanzada con el tiempo. En el modelo se incluyó una fuente de cabeza de agua constante en la superficie del embalse de relaves para simular una infiltración de precipitación y relaves embalsados saturados a largo plazo. Esto es básicamente equivalente a asumir un depósito poco profundo de agua de gravedad dentro de aproximadamente 200 m desde la cara aguas arriba de la presa. Para el modelo de la presa de arranque se asumió que la fuente de cabeza constante alcanzará la cara aguas arriba de la presa. En nuestra opinión, estos supuestos son, de alguna manera, conservadores.

Tabla 7-1
Parámetros de Datos del Modelo Seep/W

Material	Permeabilidad Horizontal (cm/s)	Permeabilidad Vertical (cm/s)
Relaves Underflow de la Presa	1×10^{-3}	2×10^{-4}
Relaves Overflow Embalsados*	1×10^{-6} (A nivel de la Elevación de la Presa de Arranque) 1×10^{-3} (Por encima de la Elevación de la Presa de Arranque)	1×10^{-6}
Presa de Arranque	1×10^{-3}	2×10^{-4}
Revestimiento de la Cara U/S y D/S	1×10^{-5}	1×10^{-5}
Drenaje de la Cara D/S	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}
Drenaje	5.0	5.0
Aluvión	1×10^{-3}	1×10^{-3}
Lecho de Roca Fracturado	2×10^{-5}	2×10^{-5}
Lecho de Roca Competente	1×10^{-6}	1×10^{-6}

*Para el análisis de presa de arranque se asume que la permeabilidad de los relaves embalsados es 1×10^{-3} cm/s.

7.3.3 Resumen de los Resultados

Se realizaron dos análisis de infiltración para dos etapas del proyecto: (1) embalse relleno hasta el nivel de la elevación de la cresta de la presa de arranque; (2) embalse construido a nivel de la cresta de la presa de relaves final. Las Figuras 7-2 y 7-3 muestran las secciones transversales y las propiedades de los materiales asumidos en el análisis de infiltración para la altura de la presa de arranque y la altura final de la presa. El talud de la presa de arranque aguas abajo se modeló como un talud total 2H:1V. Los resultados del análisis de infiltración indican que:

- El nivel freático dentro de la presa de arranque para la fase en la que el embalse de relaves se encuentra en la cresta de la presa de arranque permanece relativamente bajo debido al “revestimiento” de permeabilidad relativamente baja en la cara aguas arriba, tal como se muestra en la Figura 7-2. Durante esta fase, el nivel de materiales de relaves underflow depositados en cara aguas abajo ligeramente supera la cresta de la presa de arranque. El nivel freático de los materiales de relaves underflow continúa siendo relativamente bajo debido a las características favorables de drenaje de los materiales underflow y la permeabilidad relativamente alta del colchón de drenaje.
- Se espera que los materiales de los relaves embalsados permanezcan mayormente saturados, pero se espera que la superficie freática caiga significativamente dentro de la presa de relaves (Ver Figura 7-3). Se espera que la altura máxima de la superficie freática dentro de la presa inmediatamente aguas abajo de la presa de arranque sea de hasta 30 m, pero caerá significativamente una vez que alcance los drenajes subterráneos de la presa. Por lo tanto, el análisis confirma que se requiere un sistema de drenaje efectivo de la presa para lograr niveles freáticos bajos dentro de la presa de relaves. Los análisis de sensibilidad de infiltración efectuados para el presente estudio indicaron que la infiltración esperada del embalse es insignificante, en parte debido a la

zanja interceptora que se excavará por debajo de la presa de arranque (Sección 8-2) y en parte debido a la baja permeabilidad del relave overflow.

- En base al porcentaje de sólidos en los materiales de relaves underflow, estimados por Krebs, y en los análisis de filtración antes descritos, se estima que las tasas de flujo para el diseño del sistema de recolección de filtración son de aproximadamente 500 m³/hora y 250 m³/hora. La gran mayoría de estos resultados de flujos se deben al drenaje de agua de los materiales underflow de relaves.

7.4 Análisis de la Filtración del Estribo Oeste

7.4.1 Generalidades

Se desarrolló un modelo de infiltración para evaluar la magnitud de la infiltración potencial del embalse de relaves a través de la formación de piedra caliza en el estribo oeste. El modelo de flujo de aguas freáticas se basó en el modelo tridimensional MODFLOW de diferencia finita desarrollado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (McDonald y Harbaugh, 1988). El modelo simuló el flujo de aguas freáticas bajo un sistema hidrogeológico de tres capas que representaba al grupo Yura (piedra caliza menos permeable), la formación Socosani (piedra caliza altamente permeable) y el lecho de roca subyacente.

7.4.2 Metodología y Supuestos

Las dos unidades de roca sedimentaria mapeadas durante las investigaciones de sitio (Sección 4.2) fueron la Formación Socosani, que está formada por interestratificados de piedra caliza, y la capa superpuesta del Grupo Yura, que está formada por piedra caliza, limolita y arenisca. Estas unidades crop out en lo que parece ser una estructura sinclinal amplia localizada en el estribo izquierdo y en el extremo occidental del embalse. Los lechos inferiores de piedra caliza, mapeados como la Formación Socosani, están formados casi en su totalidad por piedra caliza y se espera que tengan una mayor permeabilidad, si se comparan con rocas interestratificadas en el Grupo Yura, debido a la disolución potencial a lo largo de la estratificación y juntas.

El Grupo Yura es la unidad hidrogeológica más superior que se inundará en el área del estribo occidental cuando el embalse alcance su capacidad total.

Debajo del Grupo Yura se encuentra la formación Socosani (piedra caliza). Esta formación aflora aguas abajo de la presa de relaves y será cubierta por los relaves embalsados poco después del inicio de las operaciones de deposición de relaves. Debido a la permeabilidad relativamente alta de esta capa, podría suministrar una ruta preferencial del flujo de aguas freáticas para el agua del embalse de relaves a aguas abajo de la presa de relaves en la Quebrada Tino Jones, ubicada al oeste de la presa principal del Valle de Quebrada Enlozada.

El lecho de roca que se encuentra debajo de la formación Socosani generalmente está formada por diorita y roca gabbro.

Debido a su permeabilidad relativamente baja, la filtración de aguas freáticas a través de esta formación de lecho de roca debe ser limitada.

El modelo tridimensional de flujo de aguas freáticas para el estribo occidental de la presa de relaves se construyó con un sistema de tres capas que representa las tres diferentes capas hidrogeológicas antes descritas más los materiales de relaves overflow. La Figura 7-4 muestra una vista plana del modelo de aguas freáticas.

Supuestos y características del modelo numérico:

- Se estableció que el tamaño de celda del modelo horizontal es de 25 x 25 metros.
- Las conductividades hidráulicas de cada capa estuvieron representadas por la conductividad hidráulica de su unidad hidrogeológica correspondiente.
- Se asume que el material de relaves sea 100% saturado y que el área cubierta con el material de relaves fue entonces simulada mediante la aplicación conservadora de una condición de frontera asumiendo cabeza constante (condición de estado estable).

7.4.3 Resumen de Resultados

Todas las simulaciones de infiltración asumieron condiciones de flujo en régimen permanente con el embalse de relave en su elevación final. Asimismo se asumió que el relave en el embalse estaba totalmente saturado.

La permeabilidad de las formaciones hidrológicas es impactada significativamente por el grado y condición de las fracturas, las cuales varían enormemente. Por lo tanto, se realizó un análisis de sensibilidad con valores de conductividad hidráulica variables, tal como aparecen en las Tablas 7.2 y 7-3.

Tabla 7-2
Infiltración Simulada de la Capa Hidrogeológica
(Js) de la Formación Socosani

Escenario #	Permeabilidad de las Capas Geológicas, cm/s				Infiltración simulada	
	Jy	Js	Kd	Relaves	De Js	
					(m ³ /d)	(l/s)
A1	5.E-06	5.E-06	4.E-07	1.E-06	123.4	1.4
A2	5.E-07	5.E-06	4.E-07	1.E-06	105.0	1.2
B1	2.E-04	2.E-04	3.E-06	1.E-06	4038.2	46.7
B2	2.E-05	2.E-04	3.E-06	1.E-06	3867.3	44.8
C	1.E-05	1.E-04	1.E-06	1.E-06	1943.1	22.5
D	1.E-05	1.E-04	1.E-06	1.E-05	2005.9	23.2

Tabla 7-3
Infiltración Total Simulada de Js, Jy y Kd

Escenario #	Permeabilidad de las Capas Geológicas, cm/s				Infiltración total simulada	
	Jy	Js	Kd	Relaves	De todas las unidades geológicas	
					(m ³ /d)	(l/s)
A1	5.E-06	5.E-06	4.E-07	1.E-06	134.8	1.6
A2	5.E-07	5.E-06	4.E-07	1.E-06	117.2	1.4
B1	2.E-04	2.E-04	3.E-06	1.E-06	4088.0	47.3
B2	2.E-05	2.E-04	3.E-06	1.E-06	3926.5	45.4
C	1.E-05	1.E-04	1.E-06	1.E-06	1967.1	22.8
D	1.E-05	1.E-04	1.E-06	1.E-05	2033.2	23.5

Las Figuras 7-5 hasta 7-10 presentan el resumen y distribución de las cantidades de infiltraciones estimadas aguas abajo del estribo occidental del embalse de relave bajo diversos escenarios (es decir, A1, A2, B1, B2, C y D). Estas Figuras indican que bajo los diversos escenarios, la mayor parte de las infiltraciones serían a través de la formación Socosani con infiltraciones relativamente imperceptibles a través del Grupo Yura y el lecho de roca granodiorita subyacente. Los resultados del modelo de infiltración indican que la infiltración de la Formación Socosani (Js) podría fluctuar entre 105 m³/d y 4,038 m³/d (Tabla 7-2) y la infiltración total a través del estribo occidental podría fluctuar entre 117 m³/d y 4,088 m³/d (Tabla 7-3), indicando que la infiltración sería predominantemente a través de la formación Socosani. A pesar de que las tasas de infiltración más elevadas corresponden a valores de conductividad hidráulica bastante conservadores, los resultados de los análisis de infiltraciones indican la necesidad de incorporar la reducción de la infiltración y las medidas de control en los diseños a nivel de factibilidad.

Deberán realizarse investigaciones de campo y análisis adicionales como parte del diseño final para evaluar mejor el potencial de la infiltración a través del estribo occidental.

7.5 Análisis de Estabilidad Estática del Talud

7.5.1 Propósito

El propósito general de los análisis de estabilidad estática de la pendiente fue verificar en teoría que la geometría de la presa que parece ser factible en base a cálculos de balance de material (Sección 7.2) será estable bajo condiciones de carga estática utilizando los cálculos del nivel freático obtenidos del análisis de la infiltración (Sección 7.3).

7.5.2 Metodología y Supuestos

Los criterios de diseño de estabilidad se describieron en la Sección 3.0 y se resumieron en la Tabla 3-1. Las evaluaciones de estabilidad para la presa de relave bajo condiciones de carga estática se condujeron utilizando el programa de computación SLOPE/W desarrollado por GEO-SLOPE International (GEO-SLOPE, 1998).

Se analizó los siguientes cuatro casos para observar la estabilidad de la presa de relaves:

Caso 1: Taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa de arranque al final de su construcción sin materiales de relave en el embalse.

Caso 2: Taludes aguas abajo en la sección de la presa de relave a fines del primer año de operación (cresta de la presa E1 2,490 m).

Caso 3: Talud aguas abajo en la presa final y embalse (cresta de la presa E1 2,660 m).

Las propiedades de la presa de arranque, materiales de relave underflow de la presa, materiales de relave overflow embalsado y materiales de fundación utilizados en los análisis se basaron en los resultados de las pruebas de laboratorio, estudios publicados por otros y en la experiencia de URS con proyectos similares. Las propiedades de los materiales utilizados para los análisis de estabilidad se presentan en la Tabla 7-4.

Tabla 7-4
Parámetros de Resistencia del Suelo utilizados
para Análisis de Estabilidad

Tipo de suelo	Peso Unitario Total	Parámetros de Esfuerzo Total		Parámetros de Esfuerzo Efectivo	
		C	Φ	C'	Φ'
	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(grados)	(kN/m ²)	(grados)
Materiales de relave overflow	12.6	0 ¹	4.6 ¹	0 ¹	28 ¹
Materiales de relave underflow compactado	19.3	488 ²	8.9 ²	0 ²	35 ²
Presa de arranque	20.0	---	---	0 ¹	38
Aluvión de fundación	18.9	---	---	0 ¹	38 ¹
Lecho de roca de fundación	22.0	---	---	0 ¹	40 ¹

Nota:

1. Se asumió en base a valores para materiales similares.
2. Resultados de pruebas CIU (Sección 6.4).

7.5.3 Resultados de los Análisis de Estabilidad Estática

Caso 1: Final de la Construcción de la Presa de Arranque

Los resultados del análisis de estabilidad para el caso que representa el final de la construcción de la presa de arranque se presentan en las Figuras 7-11 y 7-12 para los taludes aguas arriba y aguas abajo, respectivamente. Los Factores Teóricos de Seguridad (FOS) para las superficies con fallas críticas de los taludes aguas arriba y aguas abajo se calcularon como 2.1 y 2.5, respectivamente. Los valores de FOS calculados cumplen con el criterio de diseño de 1.5 como mínimo.

Caso 2: Configuración de la Presa después del primer año

El Caso 2 se muestra en la Figura 7-13, con FOS de 2.9 que cumple con el criterio de diseño de 1.5 como mínimo.

Caso 3: Presa Final

Los resultados del análisis de estabilidad estática para el talud aguas abajo de la presa final bajo condiciones de infiltración en régimen permanente aparecen en las Figuras 7-14 y 7-15 para superficies con falla circular y no circular, respectivamente. El nivel freático obtenido de los análisis de infiltración se incrementó al pie de la presa de arranque para proporcionar conservatismo a los análisis de estabilidad dinámica y estática, los cuales se abordan a continuación. Los FOS mínimos calculados aproximadamente de 3.3 para superficie con falla circular y 3.1 para superficie con falla no circular cumplen con los criterios de diseño de 1.5 como mínimo.

Además, los resultados de los análisis de estabilidad de talud realizados para la presa final utilizando parámetros de esfuerzo no drenado se muestran en la Figura 7-16. El FOS mínimo calculado de 1.7 se considera adecuado para un análisis no drenado.

7.6 Análisis de Estabilidad Dinámica del Talud

7.6.1 Propósito

El propósito de los análisis de estabilidad dinámica de talud fue evaluar la estabilidad de la presa de relave durante la sacudida sísmica. Los análisis incluyeron análisis de la estabilidad seudo-estática del talud para evaluar las aceleraciones de cedencia de masas críticas y análisis dinámicos para evaluar la respuesta dinámica de la presa y su estabilidad sísmica. Estos análisis incorporan información de síntesis de datos y revisión de proyectos pasados, análisis geotécnicos de los suelos y análisis de carga sísmica.

Los objetivos de los análisis de la estabilidad dinámica del talud fueron:

- Evaluar la respuesta dinámica de la presa de relave al movimiento sísmico de diseño;
- Evaluar el potencial de licuefacción en el material de relave underflow saturado, y
- Evaluar las deformaciones potenciales inducidas por el sismo de diseño y sus efectos en la estabilidad total de la presa.

7.6.2 Metodología y Supuestos

La estabilidad sísmica de la presa se evaluó utilizando el método general Seed-Lee-Idriss (Seed, 1983). Este método puede resumirse en los siguientes pasos principales:

- Paso 1: Seleccionar el(los) movimiento(s) sísmico(s) de diseño(s) (Sección 4.3).
- Paso 2: Evaluar el esfuerzo estático en la presa antes del sismo. Este estado de esfuerzo corresponde a condiciones a largo plazo luego de la consolidación de los materiales de la presa bajo gravedad y peso de las cargas de materiales de relave.
- Paso 3: Calcular el esfuerzo dinámico inducido en la presa por el sismo de diseño (Sección 4.3).
- Paso 4: Evaluar el esfuerzo cíclico y post-cíclico, incluyendo el potencial de licuefacción y características de deformación de los materiales de la presa en base a las pruebas de laboratorio (Sección 6.4).
- Paso 5: Evaluar la estabilidad total y deformación de la presa en base a los resultados de los Pasos 3 y 4.

Los resultados del Paso 1 se presentaron en la Sección 4.3 e incluyeron la selección del sismo base de diseño y la evolución del tiempo de aceleración y espectros de respuesta seleccionados. En el Paso 2, el esfuerzo estático en la presa bajo condiciones de carga a largo plazo se calculó utilizando las características técnicas de los materiales de relave y la ubicación de la superficie freática estimada. En vista que los materiales underflow de la presa de relave son relativamente permeables, no se incluyó fuerzas de infiltración en los análisis. Los esfuerzos calculados dentro de la presa se utilizaron para calcular las propiedades de la resistencia dinámica y cíclica de los materiales para el análisis de estabilidad sísmica.

En el Paso 3, los análisis de respuesta dinámica de la presa se realizaron utilizando procedimientos de elementos finitos bidimensionales. Los resultados de los análisis incluyen aceleraciones pico y esfuerzos cortantes dinámicos y evoluciones del tiempo de aceleración.

De acuerdo con el Paso 4, se realizó una serie de pruebas cíclicas de laboratorio para evaluar el potencial para desarrollar grandes excesos residuales de presión de poros o pérdida de resistencia en la zona saturada (Sección 6.4). Se espera que los materiales de relave overflow, que se descargarán en el embalse, tengan una densidad in-situ baja. Por lo tanto, se asumió que los materiales de relave overflow generarían excesos significativos de presión de poros y pérdida de resistencia (es decir, condición licuada) durante la carga sísmica.

En base a las aceleraciones calculadas, las deformaciones permanentes inducidas por el sismo de la presa se calcularon utilizando el procedimiento de dado deslizante de Newmark (Newmark, 1965). Los análisis de la deformación del tipo Newmark se realizaron para una serie de superficies con falla potencial para evaluar el mecanismo de deformación más crítica de la presa de relave. Estos resultados, junto con las características de respuesta dinámica calculada de la presa, se utilizaron para evaluar la estabilidad sísmica de la presa.

El método propuesto por Newmark (1965) para calcular las deformaciones potenciales se basó en el concepto de que las deformaciones de un talud de la presa serán provocadas por el deslizamiento incremental durante cortos periodos cuando las fuerzas de inercia del sismo en la masa de deslizamiento crítico excedan las fuerzas de resistencia disponibles. Las deformaciones resultantes dependerán de la diferencia entre la fuerza motriz y la fuerza de resistencia y el intervalo de tiempo sobre el cual las fuerzas de resistencia se exceden.

El método asume que una superficie con fallas bien definidas se desarrolla y que los materiales mostrarán un comportamiento elasto-plástico. Aunque estas suposiciones son sólo una aproximación al verdadero comportamiento de la mayoría de presas, el método brinda cálculos acertados de las deformaciones sísmicas observadas de taludes de la presa (Makdisi y Seed, 1977; Makdisi et al., 1978).

El método involucra el cálculo del incremento de (deformación) desplazamiento de una masa de deslizamiento crítica en cada paso de tiempo utilizando la aceleración horizontal promedio (k_{ave}) y el valor de aceleración de cedencia (k_y) calculado para la masa de deslizamiento. El incremento de desplazamiento se calcula por la integración doble de la diferencia entre los valores k_{ave} y k_y correspondientes a la masa de deslizamiento. Luego, la deformación permanente estimada de la masa de deslizamiento es considerada como la suma de los incrementos de desplazamiento al final de la sacudida del terreno.

Las evoluciones en el tiempo (k_{ave}) de la aceleración horizontal promedio de las masas de deslizamiento (críticas) potenciales se calcularon en base a los análisis de respuesta dinámica bidimensional descritos anteriormente. Las masas de deslizamiento críticas se identificaron y sus correspondientes aceleraciones de cedencia (k_y) se calcularon utilizando los análisis de estabilidad pseudo-estática de la pendiente con equilibrio límite, tal como se describe a continuación.

7.6.3 Resultados de los Análisis de Estabilidad Dinámica del Talud

En el Apéndice 7A aparecen descripciones detalladas del análisis, metodologías, hipótesis y los resultados del análisis. A continuación se presenta un resumen de los principales resultados del análisis sísmico.

- Aceleraciones de cedencia (K_y) calculadas para las superficies cortantes críticas mostradas en las Figuras 7-14 y 7-15 que fluctúan entre 0.18 y 0.25. La deformación permanente inducida por el sismo en el talud de la presa final se calculó utilizando el Método de Integración Doble de Newmark. La evolución en el tiempo calculada de K_{ave} en la masa de deslizamiento crítica (superficie cortante no circular con el más bajo K_y mostrado en la Figura 7-15) se presenta en la Figura 7-17 junto con el K_y calculado más bajo. En vista que K_{ave} es menor que K_y , la deformación asociada con la superficie cortante crítica es considerada insignificante.
- Los procedimientos por Tokimatsu y Seed (1987) se utilizaron para calcular los asentamientos que pueden producirse debido a las deformaciones volumétricas inducidas en los hombros de la presa debido a la fuerte sacudida sísmica, ya que estos asentamientos no se incluyen en las deformaciones por cortantes calculadas descritas

anteriormente. Los resultados de este análisis indican que un asentamiento de menos de 30 cm aproximadamente puede ser causada por estas deformaciones volumétricas.

- Los desplazamientos potenciales de la presa de relave underflow se estiman pequeños bajo el movimiento del terreno DBE y no afectarán la integridad estructural u ocasionarán una fractura considerable en la presa de relave. Además, no reducirán el margen libre de la presa significativamente que incrementaría el potencial para el rebose a un grado apreciable.
- La estabilidad de la presa inmediatamente posterior a la carga del sismo, tiene un FOS calculado de 1.74 tal como se muestra en la Figura 7-15. El factor de seguridad calculado es considerado adecuado para una condición posterior al sismo.
- Un estudio de sensibilidad también se realizó utilizando el movimiento del terreno para 5000 años desarrollado a partir de los resultados del análisis probabilístico para evaluar la robustez del comportamiento sísmico de la presa. Los resultados del análisis sugieren un comportamiento satisfactorio de la presa bajo un movimiento del terreno de 5000 años.
- El potencial de licuefacción de los materiales de relave underflow compactado saturado se evaluó al calcular el número de ciclos uniformes de esfuerzo cortante inducido y comparando los resultados de las pruebas de resistencia cíclica realizadas en el material de relave underflow compactado. En base a los resultados de la evaluación, no se espera que los materiales de relave underflow compactado se licuen.

Se realizarán análisis más detallados de deformación de elemento finito no lineal durante los diseños finales para confirmar los resultados presentados anteriormente.

7.7 Análisis del Balance Hídrico

7.7.1 Propósito

El propósito del modelo de los análisis de balance hídrico fue evaluar el manejo del agua en DAR durante su operación. Los resultados del análisis del balance hídrico sobre la vida útil del proyecto se utilizaron para calcular las fluctuaciones potenciales en el agua disponible desde el embalse de relave hasta las instalaciones de procesamiento y para evaluar las demandas potenciales de agua requeridas para mantener las operaciones mineras. La Figura 7-18 proporciona un diagrama de flujo esquemático del balance hídrico.

7.7.2 Metodología y Supuestos

Los principales aportes para el balance hídrico son los datos sobre evaporación y precipitación, la tasa y método de deposición, el porcentaje de sólidos de los materiales de relave underflow y overflow depositado, curvas de elevación/área/capacidad, tamaño de la poza, relación de área de playa seca y húmeda y tasas de retorno de bomba de retorno de infiltración. Los resultados del balance hídrico incluyen cálculos de la pérdida de agua debido a la evaporación, al agua retenida en los vacíos e infiltración y cálculos del agua de reemplazo requerida.

Las siguientes ecuaciones principales están en la base del modelo del balance hídrico:

- Agua de Reemplazo = (Agua Total en el Molino) – (Agua de Recuperación disponible en la Poza)
- Agua de Recuperación disponible en la Poza = (Entrada de Agua) – (Salida de Agua)
- Afluencia de Agua = (Lodo) + (Infiltración de la Presa) + (Escorrentía)
- Fuga de Agua = (Pérdida por Evaporación) + (Pérdida por Vacíos) + (Infiltración) + (Requisito de Poza Min.)

El modelo del balance hídrico se basa en las siguientes hipótesis principales:

- La presa de relave está construida mediante el método del eje central utilizando materiales de relave underflow ciclonado.
- Los materiales de relave completos son procesados por una operación ciclónica de dos etapas mostrada en la Figura 6-2.
- 36% del peso de los materiales de relave completo es relave underflow.
- Contenido de humedad de 15% en los materiales de relave underflow.
- Porosidad de 0.44 y densidad en estado seco de 1.5 t/m³ para los materiales de relave underflow.
- Porosidad que fluctúa entre 0.62 (menos de 1 año) y 0.52 (segundo año o más años) para los materiales overflow.
- Los ciclones están operando 85% del tiempo, lo cual explica el tiempo inactivo o ineficiencias.
- Una área constante de poza de agua de recuperación aproximadamente de 20 Ha con una profundidad máxima de 2m.
- Condiciones atmosféricas promedio de la estación meteorológica de Cerro Verde. Se supuso que los años 4, 14 y 24 serían secos y que el año 20 a partir del inicio de la operación sería húmedo.
- Toda el agua de infiltración captada en el sumidero (aguas abajo de la presa de relaves) es bombeada de regreso al embalse.
- Requisitos de agua de dilución de la estación ciclónica, proporcionados por Krebs como parte de su simulación ciclónica. De acuerdo con Krebs, los requisitos de agua de dilución para los ciclones de la primera y segunda etapa fueron 6,000 m³/hr y 3,560 m³/hr, respectivamente.
- Porcentaje de sólidos en el underflow y en el overflow, proporcionados por Krebs como parte de sus evaluaciones de simulación ciclónica. De acuerdo con Krebs, el porcentaje de sólidos en el rebose desde el ciclón de la primera etapa es 21.2%, desde el ciclón de la segunda etapa es 7.3% y en la corriente subálvea desde el ciclón de la segunda etapa es 68%.

Los principales componentes del Modelo de Balance Hídrico del Embalse de Relave están descritos en detalle a continuación.

- **Afluencia del Lodo de Relave:** La cantidad de agua que proviene con el lodo de relave se estima en base a la tasa de producción asumida en el molino (108,000 t/d) y el porcentaje de sólidos requeridos del lodo a la primera estación ciclónica. Dependiendo de los parámetros de operaciones ciclónicas seleccionados, el lodo se subdivide entonces en el agua que se dirige a la presa o al embalse.
- **Entrada de Infiltración de la Presa:** El agua de infiltración desde la presa se capta y se bombea nuevamente a la poza de recuperación dentro del embalse.
- **Entrada de Escorrentía:** La cantidad de escorrentía que se dirige hacia la poza se calcula al aplicar diferentes coeficientes de escorrentía al área de la poza, área de playa húmeda, área de playa seca y área de captación en terreno natural.
- **Fuga de Evaporación:** La pérdida de evaporación generalmente se calcula como:
 - Pérdida de Evaporación = Área*Panevaporación*Factor de Evaporación

El área del embalse se subdividió en una área de poza, área de playa húmeda y área de playa seca. El área de playa húmeda se calcula como un porcentaje del área normal cubierta con relave. Hemos asumido que la poza de recuperación cubre toda la superficie del embalse durante los tres primeros meses de la operación. Después de los tres primeros meses, el área de playa húmeda varía de 60% (en el cuarto mes) a 30% (al final de la operación) del área del embalse total. Se asumió que el área de la poza permanecería constante aproximadamente a 20 Ha con una profundidad máxima de 2m aproximadamente.

Los datos de la panevaporación se presentaron en la Sección 4.4. Para el modelo hemos asumido que el último año completo de operaciones de sedimentación es un año seco y cada 10 años anteriores también es seco. Cada 20 veinte años desde el inicio de la operación se asumió que iba a ser un año húmedo.

El factor de evaporación se define como la evaporación real expresada como un porcentaje de la evaporación en bandeja. La evaporación en bandeja medida representa una medición desde el espacio confinado de la bandeja, que es afectado por diversos factores (principalmente el calor excesivo de los lados de la bandeja) y generalmente proporciona una sobreestimación de la evaporación. Por esta razón, cuando se calcula la pérdida de evaporación, la panevaporación se reduce con un factor, cuya variación depende de las características del área. Para el área de la poza y playa húmeda, asumimos un factor de bandeja de 0.85. El factor de bandeja asumido para la playa seca fue 0.10.

- **Fuga de Vacíos hacia el Relave:** El lodo overflow va hacia el embalse con un porcentaje de sólidos relativamente bajo y la densidad en estado seco inicial del overflow después de su deposición es baja. Inmediatamente después de la deposición, dependiendo de una serie de factores, incluyendo el porcentaje de sólidos en el lodo, distribución del tamaño de partículas, pendiente de la playa y método de deposición, parte del agua se separa del lodo y corre hacia la poza de recuperación. Luego, dependiendo de la permeabilidad del relave, la longitud del trayecto del drenaje y la carga aplicada, el relave depositado alcanza una mayor densidad. La mayor densidad se traduce en menos huecos, conduciendo a menos agua retenida en el hueco.

Se espera que el relave underflow producido, que se utilizará para construir la presa, tenga una permeabilidad relativamente alta (típicamente de 1×10^{-3} a 1×10^{-4} cm/seg). Por este motivo, drenará el agua rápidamente y alcanzará una densidad mayor. En vista que drena rápidamente, sólo una pequeña porción en la base de la presa permanecerá saturada, tal como lo confirma el análisis de infiltración. El resto de la presa estará parcialmente saturado, lo que significa que algunos vacíos no están llenos de agua, o el agua retenida en el vacío es mucho menor que el agua retenida en el relave overflow más fino saturado.

Los materiales de relave overflow que forman los ciclones serán eliminados en el embalse. Los materiales de relave overflow tienen una permeabilidad relativamente baja (típicamente 1×10^{-6} cm/seg) y por lo tanto, drena cantidades limitadas de agua bajo la carga de su propio peso. Asimismo, debido a la constante recarga de agua desde la deposición de la siguiente capa, ésta permanece totalmente saturada. Bajo estas condiciones, la cantidad de agua retenida en los vacíos es considerable.

Cuando se deposita el relave completo en el embalse hacia el término de las operaciones de deposición del relave, tal como se modela en los análisis de balance de material (Sección 7.2), el material es más grueso que el overflow ciclónico y tienen una permeabilidad más alta (típicamente 1×10^{-5} cm/seg). Por este motivo, alcanza una densidad mayor que el material de overflow más fino y el agua perdida en los vacíos es menor que el agua retenida en los vacíos del overflow, pero mayor que el agua retenida en los vacíos del underflow.

- **Fuga de Infiltración:** Se asume que la infiltración de la presa se va a captar en el sumidero aguas abajo de la presa y regresará a la poza de recuperación. En base a la información preliminar de las investigaciones geotécnicas del emplazamiento y a los análisis de infiltración, hemos asumido que una infiltración menor se escapa del embalse y se capta en los sumideros colectores de infiltración. Para calcular el balance hídrico, hemos asumido que, ya que el embalse cubre nueva área, se pierden cantidades menores de agua al humedecer los 10 m de la cumbre del terreno natural (almacenamiento en banco).
- **Poza Mínima:** Generalmente, en climas secos, como en Cerro Verde, los modelos de balance hídrico generalmente asumen que la poza se mantiene en un tamaño mínimo y toda el agua restante se bombea de regreso al molino para minimizar la pérdida de

agua. El tamaño mínimo de la poza depende de la profundidad requerida para la operación de la bomba y la pendiente de la base de la poza. Para los fines de los análisis del balance hídrico, hemos asumido un tamaño de poza de 20 Ha con una profundidad máxima de 2 m.

7.7.3 Resumen de Resultados

El Apéndice 7B muestra un ejemplo del modelo de balance hídrico. En base al análisis del balance hídrico, la Figura 7-19 presenta la variación en los requisitos de agua de reemplazo con el tiempo. La figura demuestra la alta demanda de agua esperada al inicio de la operación debido a la menor densidad de los materiales de relave overflow, por consiguiente, pérdida mayor en los vacíos y una pérdida mayor en el almacenamiento en banco debido a la humedad inicial de una área considerable. Luego del primer año de operación, los requisitos de agua de reemplazo muestran la tendencia de un incremento gradual y nivelación después de aproximadamente 10 años cuando la tasa del incremento del área declina. Estas variaciones de estación en la demanda de agua se deben a los picos en los meses de verano y bajas en los meses de invierno cuando las tasas de evaporación son menores. El efecto de un año húmedo o seco también se muestra en la Figura 7-19. Un año seco corresponde a un pico en la demanda de agua, mientras que un año húmedo corresponde a un periodo de menos agua dulce requerida.

Los resultados de los cálculos del balance hídrico mostraron que la demanda pico de agua de relleno aproximadamente de 650 l/s ocurre dentro del primer año de operación.

8.0 *Diseño de Factibilidad de la Presa de Relaves*

8.1 *Aspectos Generales*

El diseño a nivel de factibilidad presentado en este documento se desarrolló conforme a los objetivos del diseño y a los criterios de diseño presentados en la Sección 3.0.

El alcance de los trabajos de URS incluyó los diseños a nivel de factibilidad de la presa inicial, elevación de la presa de relave (presa de relave) y sistema colector de infiltración. Otros componentes de diseño asociados con DAR, como sistema de entrega de relave (materiales de relave completo, overflow, underflow), estaciones ciclónicas, sistema de deposición de relave overflow y underflow, sistema de bomba de retorno de infiltración, sistema de agua de recuperación de embalse, caminos de acarreo y reubicación de caminos existentes, tuberías y servicios públicos no fueron parte del alcance de los trabajos de URS.

El concepto del diseño general para DAR es separar la fracción más gruesa del relave completo (relave underflow) de la porción más fina (relave overflow) y utilizar los materiales de relave underflow para construir una presa compactada para embalsar los materiales de relave overflow. El relave completo de las operaciones del concentrador se separará en materiales de relave underflow y overflow por ciclones.

En base a las características del material de relave completo, tal como lo determina SMCV y los estudios de simulación de ciclones realizados por Krebs, entendemos que la cantidad y calidad de los materiales de relave underflow del sistema ciclónico que otros van a diseñar será la siguiente:

- Cantidad de material de relave underflow: 36% de los materiales de relave completo por peso.
- Cantidad de material de relave underflow: Contenido máximo de finos (tamaño de partícula más pequeño que el tamiz No. 200) de 15%.

En consecuencia, los diseños de presa de relave presentados en este documento se basan en la suposición de que por lo menos 36% del relave completo se entregará a la presa de relave como material underflow con un contenido de finos de no más de 15% por peso. Las variaciones en la calidad y cantidad de los materiales de relave underflow requeriría revisiones del diseño.

Se planea que la construcción del embalse de relave final ocurra por etapas para ayudar a controlar los costos de capital antes del inicio de las operaciones de deposición del relave. Por lo tanto, la construcción de la presa de relave final se divide en las siguientes etapas:

- Etapa I – Construcción Inicial: Construcción de los componentes de diseño antes del inicio de las operaciones de deposición de relave.
- Etapa II – Construcción Operativa: Construcción de los componentes de diseño durante las operaciones de deposición de relave.

Durante la Etapa I, se construirán los siguientes componentes de diseño de la presa de relave:

- Presa de arranque para almacenar los materiales de relave overflow durante aproximadamente el primer año de las operaciones ya que la presa de relave está siendo construida en la cresta de la presa de arranque utilizando materiales de relave underflow.
- La porción inicial del sistema colector de infiltración para captar y bombear de retorno la infiltración desde overflow y el agua que drena desde los materiales de relave underflow.

Durante la Etapa II, se construirán los siguientes componentes de diseño de la presa de relave:

- Presa de relave (materiales de relave underflow compactado) para retener los materiales de relave overflow.
- Porciones restantes del sistema colector de infiltración.

Las siguientes secciones y los Planos del 01 al 10 del diseño del nivel de factibilidad, presentados en el Apéndice 8, describen los componentes de diseño de la presa de relave (Etapa I y II).

8.2 Presa de Arranque

Se requiere la construcción de una presa de arranque antes del inicio de las operaciones de deposición de relaves. El principal propósito de la presa de arranque es almacenar los materiales de relave overflow ya que la presa de relave está siendo construido durante el primer año de operaciones. Los requisitos de diseño son los siguientes:

- Proporcionar almacenamiento suficiente para los materiales de relave overflow durante la construcción de la presa de relave (relave underflow) a la cresta de la presa, manteniendo un margen libre por lo menos de 3 metros.
- Proporcionar almacenamiento adicional para los materiales de relave completo, para prever posibles cierres de la estación ciclónica, para un periodo total de cierre asumido de 2 meses aproximadamente durante el primer año de las operaciones de sedimentación del relave.
- Proporcionar almacenamiento para un volumen de agua de reemplazo de 750,000 m³ aproximadamente.
- Limitar la infiltración desde el reservorio de agua de arranque y los materiales de relave overflow.
- Cumplir con los criterios de filtro para evitar conducir por tuberías los materiales de relave en o a través de la presa de la presa de arranque.
- Proporcionar una presa con una configuración y acceso que faciliten la entrega y la deposición del relave desde el inicio hasta el primer año de operaciones.

Los componentes de diseño de la presa de arranque consisten en:

- Preparación de las fundaciones;
- Zanja interceptora de infiltración y
- Presa

Estos componentes de diseño se describen con mayor detalle a continuación y se presentan en el Apéndice 8, desde el Plano 03 hasta el Plano 06.

- **Preparación de la Fundación:** Como parte de la construcción inicial (Etapa I), se preparará la fundación dentro del área de proyección en planta de la presa de arranque para obtener cimientos adecuados. La preparación de la fundación para la presa de arranque consistirá en retirar los cantos rodados ubicados en la superficie del terreno dentro del área de proyección en planta de la presa de arranque (Apéndice 8, Plano 04). Los suelos de la fundación al fondo del valle ubicados dentro del área de proyección en planta de la presa de arranque serán nivelados para producir pendientes de 3H:1V o más planas. Los suelos de la fundación serán humedecidos minuciosamente y luego compactados con un mínimo de 6 pasadas de un volquete 789B Caterpillar cargado. Además, cualquier aluvión identificado durante las investigaciones finales como suelto y por lo tanto susceptible de licuarse, dentro del área de proyección en planta de la presa, será retirado o compactado adecuadamente.
- **Fuentes Potenciales de Material de Préstamo:** Tanto por razones técnicas como económicas, el diseño de la presa de arranque incorpora materiales disponibles localmente que consisten en materiales de desecho de la “Leach Cap” y “Dump 35”, obtenidos como parte del desarrollo del tajo abierto, descrito en la Sección 5.4. Los materiales de la “Leach Cap” se excavarán a medida que el tajo abierto se desarrolla durante las futuras operaciones mineras. El material del “Dump 35” está disponible desde una pila de roca de desecho existente. Las ubicaciones del tajo abierto y de la pila de roca de desecho del “Dump 35” se muestran aproximadamente en el Apéndice 8 en el Plano 03.
- **Zanja Interceptora – Zona 1:** El propósito de la zanja interceptora que se va a construir al pie del talud aguas arriba de la presa de arranque, tal como se muestra en el Apéndice 8, en los Planos 04 y 05, es minimizar la infiltración a través de la fundación durante el almacenamiento de agua de reemplazo. La zanja interceptora será excavada al pie del talud aguas arriba de la presa de arranque, debajo de una zona de baja permeabilidad, tal como se muestra en el Apéndice 8, en el Plano 05. La zanja interceptora será excavada a través del espesor total del aluvión y a una profundidad mínima de 3 m en el lecho de roca fracturada. Se asume que la profundidad total de la excavación es de 10 m aproximadamente al fondo del valle y aproximadamente de 3 a 5 m en los estribos. La zanja interceptora tendrá alrededor de 10 m de ancho con pendientes laterales de 1.5H:1V aproximadamente.

- La zanja interceptora se rellenará con material del “Dump 35” con un tamaño máximo de 20 cm que contiene un mínimo de 15% de finos en la fracción menor a 8 cm. El material se colocará en capas sueltas con un espesor de 30 cm en contenidos de humedad entre óptimo y 2% por encima de lo óptimo y compactado con rodillos tipo pata de cabra para alcanzar un mínimo de 98% de la máxima densidad en estado seco (ASTM D 698).
- **Presa:** La pendiente aguas arriba de la presa de arranque es 2H:1V, tal como lo muestra el Apéndice 8, en el Plano 05. La pendiente aguas abajo varía de 2H:1V a 3.5H:1V con dos bancos de 15 m de ancho en E1 2,455 m y 2,475 m. El propósito de los bermas y de la pendiente más plana (3.5H:1V) en las porciones menores de la presa de arranque es asistir en la deposición de relave underflow durante el primer año de construcción la presa de relave, tal como se describe con más detalle en la Sección 8.5. La cresta de la presa de arranque de 15 m de ancho está ubicada en E1 2,485 m.

La presa inicial por encima de la zanja interceptora está conformada por tres zonas:

- Zona 2, el cuerpo principal de la presa;
- Zona 3, el revestimiento aguas arriba y aguas abajo;
- Zona 4, la capa de drenaje lateral aguas abajo.

La Zona 2 comprende el cuerpo principal de la presa de arranque que será construida con materiales de la “Leach Cap” compactados. El material de la “Leach Cap” tendrá un tamaño máximo de 50 cm y será humedecido minuciosamente antes de la compactación en la presa. El material se colocará en capas sueltas con un espesor máximo de 100 cm y compactado con un mínimo de 6 pasadas de un volquete 789B Caterpillar cargado, o 6 pasadas de un rodillo vibratorio Xuzhou de 12 toneladas, en base a resultados de relleno de prueba (Sección 5.5). Los bordes aguas arriba y aguas abajo de la Zona 2 se compactarán con un mínimo de 6 pasadas de un rodillo vibratorio de tambor de acero de 12 toneladas, donde el uso de los volquetes 789 avivará el tema de la seguridad. Las capas se colocarán y compactarán paralelas a la alineación de la presa de arranque.

La Zona 3 estará ubicada en el talud aguas arriba y en una porción del talud aguas abajo de la presa de arranque, tal como se muestra en el Apéndice 8, en el Plano 05. Los objetivos de la Zona 3 son los siguientes:

- Limitar la infiltración del agua de arranque antes de y durante los primeros meses de las operaciones de deposición de relaves, y
- Minimizar el riesgo de la migración de partículas desde los materiales de relave overflow y underflow hasta el material de la Zona 2 en ubicaciones donde se ponen en contacto con la presa de arranque.

La porción triangular inferior de la Zona 3 en el talud aguas arriba se conectará con la zanja interceptora ubicada debajo y con el revestimiento aguas arriba de 10 m de ancho ubicado encima. El revestimiento aguas arriba se extenderá hacia la cresta de la presa de arranque (E1 2,485 m) y se conectará con el revestimiento aguas abajo. El revestimiento aguas abajo cubrirá la porción superior de la presa de arranque entre E1 2,435 m y la cresta E1 2,485 m.

El material de la Zona 3 consistirá en material del "Dump 35" con un tamaño máximo de 20 cm y un contenido mínimo de finos de 15% en la porción menor a 8 cm. Los materiales de la Zona 3 se colocarán en capas sueltas con un espesor máximo de 30 cm en contenidos de humedad entre lo óptimo y 2% por encima del contenido de humedad óptimo y compactado con rodillos tipo pata de cabra a un mínimo de 98% de la densidad máxima en estado seco (ASTM D 698). Las capas se colocarán y compactarán paralelas a la alineación de la presa de arranque.

La Zona 4 comprenderá el drenaje aguas abajo y proporcionará drenaje para la corriente underflow de relave. Al igual que la Zona 3, la nivelación de los materiales de la Zona 4 serán especificados para minimizar el riesgo de migración de los materiales de relave underflow al material subyacente de la Zona 2. La Zona 4 se construirá utilizando material de aluvión excavado con un tamaño máximo de partícula de 20 cm y un máximo de 8% de finos en su fracción menos 8 cm. La Zona 4 se colocará en capas sueltas con un espesor máximo de 45 cm y compactadas con un mínimo de 6 pasadas de un rodillo vibratorio de tambor de acero de 12 toneladas.

8.3 Presa de Relaves

El presa de relaves será elevado sobre el nivel de la cresta de la presa de arranque usando relaves ciclonados underflow compactados, como se muestra en el Apéndice 8 Planos 01 y 02. El máximo almacenamiento posible de 876 millones de metros cúbicos de relaves (incluida la presa) es provisto por una presa con una altura final de 260 m. aproximadamente (elevación de cresta 2,660 m.), y una longitud de cresta de unos 2.50 km. Este requerimiento de almacenaje está basado en una producción de relaves de 100,000 toneladas métricas por día y por 24 años y una densidad promedio de 1.3 t/m³ y 1.5 t/m³ para el embalse de relaves overflow y la presa con relaves underflow respectivamente. Los 139 millones de toneladas de relaves que serán producidas desde el año 25 al año 28 serán almacenadas en el tajo existente de la mina y los correspondientes diseños no fueron parte del alcance de los trabajos de URS. El Apéndice 8 Plano 01 presentan vistas en planta del área del proyecto DAR.

La presa de relaves será construida usando el método de crecimiento de línea media y tendrá un ancho de cresta de 50 m. y un talud aguas abajo de 3.5H:1V. El crecimiento de la presa de relaves será logrado depositando inicialmente relaves underflow desde el talud aguas arriba de la presa de arranque en E1 2,435 m. y trasladando gradualmente la deposición a lo largo de la cresta de la presa de arranque. El relave underflow será depositado en capas de 30 cm, de espesor máximo y compactado a 98% de la densidad máxima seca (ASTM D698).

Una vez alcanzado el E1 2,475 m. (segunda berma, plano 05) una cresta de 50 m. de ancho será elevada primero hasta la cresta de la presa de arranque (E1 2,485 m) y entonces

gradualmente hasta la elevación final de la cresta de la presa E1 2,660 m. como se muestra en el Apéndice 8 en el Plano 02. La cresta de la presa será mantenida al menos 3 m. sobre el nivel del embalse de los relaves overflow. La elevación de la presa es discutida con más detalle en la sección 8.5.

Previamente a la deposición de relaves underflow, el área de fundación que será cubierta con relaves underflow deberá estar libre de piedras mayores a 20 cm. Para minimizar el riesgo de infiltración y/o migración de partículas a través de la formación caliza (Js) en el estribo oeste de la presa, la fundación de esta área será cubierta con geotextil y geogrid, como se muestra en el Plano 03. La preparación de la fundación previamente a la colocación del geotextil y geogrid consistirá en la remoción del coluvial, empujándolo con tractor por el talud hacia abajo y fuera del área de exposición de la caliza. La remoción del coluvial bajo el nivel de la cresta de la presa de arranque y la colocación del geotextil y geogrid ocurrirán antes de comenzar con la deposición del relave overflow. Un tratamiento de fundación similar se hará en el área de calizas expuestas sobre el nivel de la cresta de la presa de arranque, gradualmente con la elevación del embalse, como parte de las operaciones.

8.4 Sistema de Recolección de Infiltración

La finalidad del sistema de recolección de infiltración es ayudar al drenaje de la presa de relaves para mantener una superficie freática baja, y recolectar y devolver la infiltración al represamiento de relaves como agua recuperada. El sistema de recolección de infiltración consiste en general de una red de sub-drenes de la presa, tubería de conducción de infiltración, y un sumidero de recolección de infiltración, conforme se muestra en los Planos 07 al 10. El diseño del sistema de bombeo de retorno de infiltración para la devolución de infiltración recolectada en el sumidero, será efectuado por otros.

El sistema de recolección de infiltración se construirá también por etapas, a medida que aumente el tamaño de la presa de relaves, a fin de minimizar los gastos de capital y distribuir los requerimientos de capital propio durante las operaciones, tanto como sea práctico. En consecuencia, los componentes del sistema de recolección de filtración que serán construidos como parte de la construcción inicial, mostrados en el Apéndice 8 en el Plano 07, consistirán en lo siguiente:

- Drenes de pie, situados en el pie del talud aguas abajo de la presa de arranque.
- Una parte de los drenes de dedo.
- Una parte de la manta de drenaje.
- Sumidero de recolección de filtración.
- Tubería de conducción de filtración a la bomba de recolección de filtración.

El sistema de recolección de filtración de la Fase II mostrado en el Apéndice 8, Plano 08, será construido como parte de las operaciones, según se describe en la Sección 8.5.

8.4.1 Fuentes potenciales de material de préstamo

Los materiales de préstamo necesarios para la construcción del sistema de recolección de filtración, consisten en materiales de dren y filtro con los requisitos de granulometría presentados en el Apéndice 8, Plano 09. El material de dren consiste generalmente de material duro y durable menor de 3 pulg. (76mm), con un 75 a 100% de grava gruesa a fina, 0 a 25% de arena gruesa, y un máximo de 3% de finos. La finalidad del material de dren es proveer un medio de relativamente alta permeabilidad para conducir el agua de filtración a la bomba de recolección de filtración. Se contempla procesar material de dren en una cantera situada aguas abajo del pie final de la presa de relaves, como se muestra en el Plano 03. La ubicación potencial de la cantera mostrada en el Apéndice 8, Plano 03, está basada en los resultados de perforación y disparo en el sitio que fueron evaluados como parte de las investigaciones de campo (Figura 4-2). Basado en las observaciones visuales del material de voladura y las pruebas de durabilidad efectuadas con muestras representativas, la formación geológica de diorita-gabro investigada en el lado oeste del valle parece ser adecuada para establecer una cantera para producir material de dren. La ubicación escogida para la cantera de material de drenaje está situada en la misma formación geológica, y por tanto se le considera adecuada para la producción de material de drenaje. Lo adecuado de la cantera se confirmará durante las investigaciones y análisis del diseño final.

La finalidad del material de filtro es servir como filtro entre el material de relave underflow y el dren, pero permitiendo al mismo tiempo el ingreso relativamente libre de la filtración en el dren. El material de filtro en general consiste en arena durable mediana a gruesa, con 0 a 10% de grava fina con un tamaño máximo de ¼ pulg. (6.35 mm), y un máximo de 3% de finos. El aluvio situado dentro del represamiento, a una distancia de más de 100 m del pie del talud de la presa de arranque aguas arriba y que se extiende hasta los límites del nivel de agua de arranque (Apéndice 8, Plano 04), será excavado para procesar material de filtro de la Fase I mediante zarandeo y lavado. La fuente para el material de la Fase II será el aluvio situado aguas abajo del pie final de la presa.

8.4.2 Subdrenes de la Presa

Como se describió anteriormente, el sistema de subdrenes de la presa será construida en dos fases principales como se muestra en los Planos 07 y 08 del Apéndice 8. El sistema de drenes consiste en los siguientes tipos de dren:

- **Dren global:** el dren global se construirá en el fondo del valle, en general dentro de los límites horizontales del aluvio. El dren global de la Fase I se extenderá hasta la huella del tercer año como se muestra en el Plano 07 del Apéndice 8. Una sección transversal típica de dren global, mostrada en el Plano 09, consiste en una excavación de unos 160 m de ancho y aproximadamente 3 m de profundidad en el aluvio, rellena con material de dren y cubierta con una capa de 0.6 m de espesor de material de filtro. Las dimensiones del dren fueron seleccionadas basado en el flujo de infiltración estimado, la extensión lateral del aluvio, y la pendiente promedio del terreno original.

Se colocarán tres tubos perforados de HDPE SDR 9 de 300 mm de diámetro dentro del material de dren, para ayudar más a conducir la filtración. A fin de proteger el dren de

contaminarse por la inmigración de material del aluvio, se colocará un geotextil en la excavación, como se muestra en el Plano 09 del Apéndice 8, antes de colocar el material de dren. El material de dren alrededor de los tubos de dren se colocará hasta el nivel por encima del diámetro horizontal del tubo, y se compactará con cuatro pases de un compactador vibratorio de placa. El compactador vibratorio de placa se usará de modo similar para compactar el material de dren colocado en capas sueltas posteriores de 20 cm hasta 0.5 m sobre el tope del tubo. A partir de 0.5 m sobre el tope del tubo de dren, el material de dren se colocará en capas sueltas de 30 cm y se compactará con un mínimo de dos pases de un rodillo vibratorio liso de 12 toneladas. El material de filtro se colocará sobre el material de dren en capas sueltas de 30 cm, y se compactará con dos pases de un rodillo vibratorio liso de 12 toneladas. Las partes expuestas del material de filtro se protegerán cubriéndolas con una capa de 150 mm a 300 mm de espesor de material de relaves underflow drenado colocada mecánicamente, y compactada al 98% de densidad seca máxima (ASTM D 698).

- **Drenes de pie:** La finalidad principal de los drenes de pie es facilitar el drenaje del flujo inferior durante el primer año de construcción de la presa, cuando la tasa de levantamiento de la presa es relativamente alta. Los drenes de pie se construirán en el pie de la presa de arranque y mejorarán el desempeño del dren de la cara aguas abajo de la presa de arranque (Zona 4). En el Plano 09 del Apéndice 8 se muestra un corte transversal típico del dren de pie. El espesor del dren variará dependiendo de la pendiente y configuración del corte transversal. La preparación de la fundación para el dren consistirá en excavación para remover el coluvio y material suelto, y revestir la base de la excavación con geotextil antes de colocar el material de dren. Se colocará un tubo perforado SDR 9 de HDPE de 300 mm de diámetro dentro del material de dren para ayudar a conducir la filtración. El material de dren, tubo de dren y material de filtro relacionados con los drenes de pie, se construirán como se describe arriba para el dren global.
- **Drenes de primer, segundo y tercer orden:** la diferencia entre estos tres drenes es la pendiente del canal de drenaje donde están situados. Los drenes de primer orden están situados en canales de pendiente suave. En algunos casos hay presencia de coluvio en estos canales. Debido a la pendiente suave, la sección transversal de dren requerida es más grande que la sección transversal para los drenes de segundo y tercer orden, que están situados en canales de corriente natural más empinados. En el Plano 09 del Apéndice 8 se presentan secciones transversales típicas de drenes de primer, segundo y tercer orden. La construcción del dren de primer orden puede requerir excavación en el coluvio, si existe, y revestir la base del dren con geotextil antes de la colocación del material de dren. La preparación de cimiento para los drenes de segundo y tercer orden consistirá en la remoción del coluvio y cualquier material suelto a lo largo de la base del dren. El material de dren, tubo de dren y material de filtro se colocarán como se describe arriba para el dren global.
- **Drenes de tubo suplementarios:** drenes de tubo suplementarios consistentes en tubos perforados de 150 mm de diámetro de HDPE (SDR 9), serán colocados sobre taludes naturales con pendiente superior a 3H:1V. Estos tubos se cubrirán con una

funda de filtro y se anclarán al terreno con estacas. Los tubos se espaciarán a 50 m aproximadamente.

8.4.3 Sumidero de recolección de filtración

La filtración del dren global será conducida en un tubo de HDPE de 1 m de diámetro a un sumidero de recolección de filtración, conforme se muestra en el Plano 01. La finalidad del sumidero de recolección de filtración, mostrado en el Plano 10 del Apéndice 8, es proporcionar una poza desde la cual pueda bombearse la filtración recogida a la poza de agua recuperada en el represamiento de relaves. El sumidero de recolección de filtración incluirá componentes de diseño para minimizar el riesgo de filtración desde el DAR más allá del sumidero y hacia el medio ambiente. En consecuencia, el sumidero de filtración estará situado en una parte relativamente angosta del valle, inmediatamente aguas abajo del pie del talud de la presa de relaves final (Plano 01, Apéndice 8). En general, el sumidero consistirá en:

- Una excavación en el aluvio a través del valle.
- Un forro geosintético en el talud aguas abajo anclado en una cubierta de lechada de concreto en el fondo y taludes laterales de la excavación.
- Una cortina de cementación en el fondo de la excavación extendiéndose por el lecho rocoso fracturado hasta el lecho rocoso de baja permeabilidad.

La excavación para el sumidero implicará excavar el aluvio a través del valle hasta el lecho rocoso fracturado. Antes de excavar el sumidero, el camino pavimentado existente será reubicado fuera de los límites de la excavación. El diseño de reubicación del camino fue efectuado por otros. El aluvio será excavado con taludes aguas abajo y aguas arriba de 3H:1V y 2.5:1V, respectivamente, como se muestra en el Plano 10. La excavación en el lecho de roca de los taludes laterales del valle este y oeste, será a 2H:1V. Como base para el estimado de costos, hemos asumido que la profundidad de excavación será de aproximadamente 20 m por el aluvio, como se muestra en el Plano 10 del Apéndice 8. La profundidad de excavación será evaluada durante los diseños finales. El fondo de la excavación, incluyendo los taludes laterales, será cubierto con una tapa de lechada de concreto de 1 m de espesor, como se indica en el Plano 10 del Apéndice 8. Un forro de HDPE de 60 mil sobre un geotextil no tejido de 12 oz. será colocado en los taludes aguas abajo y laterales, y anclado en la cubierta de concreto. Además, el forro y geotextil serán anclados en el aluvio cerca de la parte superior del frente aguas abajo de la excavación, según se muestra en el Plano 10 del Apéndice 8. La finalidad del forro es minimizar la filtración hacia el aluvio situado aguas abajo del sumidero. El geotextil se colocará entre el forro y los taludes de la excavación para proveer protección contra perforaciones debido a suelos expuestos y/o lecho rocoso fracturado.

Se instalará una cortina de cementación a partir de la cubierta de lechada de concreto, a través del lecho de roca fracturada y dentro del lecho de roca competente de baja permeabilidad. Para los fines de diseño del sumidero, se define el lecho de roca competente de baja permeabilidad como una zona con una permeabilidad máxima de 1×10^{-6} cm/seg. Como base para el estimado de costos, hemos asumido una profundidad aproximada de cementación de 20 m, como se indica en el Plano 10 del Apéndice 8. Además, hemos asumido que la cortina

de cementación consistirá en una línea doble de huecos de cementación con una separación de 3 m.

En el fondo de la excavación se colocará una capa de empedrado de 1 m de espesor, sobre 30 cm de material de asiento, encima de la cubierta de concreto, para proveer protección contra la erosión. El empedrado generalmente consistirá en cantos rodados y rocas durables, con 0.5 m de tamaño máximo de partícula, obtenidos de la excavación del aluvio. Debajo del empedrado se colocará material de asiento, consistente en arenas gruesas y gravas no angulares y durables con 25 mm de tamaño máximo de partícula. La finalidad del material de asiento es proveer protección contra la perforación del forro por el empedrado.

8.5 Consideraciones de Construcción y Operaciones

Como se describe en la Sección 8.1, la presa de relaves se construirá en fases. La Fase I consistirá en los componentes de diseño que serán construidos antes del comienzo de las operaciones de deposición de relaves, y la Fase II consistirá en los componentes de diseño a construirse durante las operaciones de deposición de relaves. Las consideraciones de construcción relativas a los componentes de diseño de la Fase I, se describieron en las Secciones 8.2 a 8.4. La presente sección presenta consideraciones de construcción y operaciones durante la construcción de los siguientes componentes del proyecto de la Fase II:

- Levantamiento la presa de relaves.
- Levantamiento del reservorio de relaves.
- Extensión del sistema de recolección de filtración.
- Instrumentación de monitoreo.

8.5.1 Levantamiento de la Presa de Relaves

El levantamiento la presa de relaves consiste en la parte de la presa final que se construirá con materiales compactados de relaves underflow, usando un método de construcción de línea central, según se indica en los Planos 01 y 02 del Apéndice 8. Los materiales de relaves underflow se depositarán inicialmente desde el talud aguas abajo de la presa de arranque y se compactarán. Al llegar a la cresta de la presa de arranque, la presa de relaves será levantada hasta su elevación final (El. 2,660 m) mediante la continuación de la deposición y compactación de los materiales de relaves underflow desde una cresta de 50 m de ancho de la presa de relaves. En general, la construcción de la presa de relaves involucrará los pasos siguientes:

- Paso 1: Deposición de material de relaves underflow.
- Paso 2: Drenaje del material de relaves underflow.
- Paso 3: Compactación del material de relaves underflow.

Entendemos que la futura planta de procesamiento operará continuamente, originando un flujo permanente de materiales de relaves a ser almacenados en el DAR. El sistema de deposición de relaves underflow, diseñado por Fluor, incluye tuberías de transporte de las estaciones de ciclones y tuberías de deposición a lo largo de la cresta de la presa. A fin de permitir que los tres pasos de deposición de flujo inferior, drenaje y compactación ocurran al mismo tiempo, contemplamos separar el talud de la presa de relaves en un mínimo de tres secciones de 200 m de largo a través del frente aguas abajo. Inicialmente, la Sección 1 recibirá materiales de

relaves underflow (Paso 1). Después de la deposición de una capa de 30 cm de espesor de materiales underflow en la Sección 1, la deposición de relaves pasará a la Sección 2 y se dejará drenar los materiales de relaves underflow depositados en la Sección 1 (Paso 2). Luego de la deposición de materiales de relaves underflow en la Sección 2, la deposición pasará a la Sección 3. Al mismo tiempo, se dejará drenar la Sección 2, y se compactarán los materiales de relaves underflow drenados de la Sección 1 (Paso 3). Este proceso continuará durante todo el levantamiento de la presa de relaves. Sin embargo, a medida que aumente la longitud de la cresta de la presa, se pondrán en operación secciones adicionales de 200 m. Esto mejorará la capacidad de manejar la deposición de relaves en el tiempo.

A fin de ayudar en la deposición, drenaje y compactación de los materiales de relaves underflow durante el primer año de operaciones de deposición de relaves, el talud aguas abajo de la presa de arranque incluye lo siguiente:

- Un talud más plano de 3.5H:1V desde el pie hasta la El. 2,435 m. Se eligió la cota 2,345 para proveer una longitud de 600 m a lo largo del frente aguas abajo de la presa de arranque, a fin de acomodar las 3 secciones de 200 m para los Pasos 1 al 3 descritos arriba.
- Una berma de 15 m de ancho en la El. 2,455 m para proveer una ubicación inicial para la tubería principal de entrega de relaves underflow.
- Un segundo banco de 15 m de ancho en la El. 2,475 m, donde empezará la cresta de 50 m de ancho de la presa de relaves para la construcción de levantamiento de línea central.

Basado en los resultados del análisis de balance de material (Sección 7.2), la tasa promedio de levantamiento del reservorio y presa de relaves será rápida durante los primeros años, y luego disminuirá a medida que suba el represamiento. Se estima que el represamiento de relaves se llenaría hasta la cresta de la presa de arranque en aproximadamente 12 meses a partir del inicio de la deposición de relaves. Cuando el nivel de almacenamiento de relaves overflow llegue a la cresta de la presa de arranque, la tasa de levantamiento de la presa será de aproximadamente 22 m por año. En el año 6 aproximadamente, la tasa de levantamiento promedio se reducirá a aproximadamente 8 m por año. Durante los últimos años de operación, la tasa de levantamiento será de aproximadamente 5 m por año.

Basado en la observación visual de las operaciones de deposición de relaves en el represamiento de relaves de los Quillayes en Chile, se espera que los materiales de relaves underflow depositados desde la cresta fluyan una distancia de 400 m a 600 m por el talud de la presa. Cuando la longitud del talud de la presa de relaves pase de los 400 m, probablemente se requiera un sistema adicional de deposición de relaves underflow. Otros factores a considerar respecto al sistema de deposición underflow son:

- La deposición de relaves underflow a lo largo del talud aguas abajo deberá diseñarse para promover un “flujo laminar” y prevenir la erosión de la presa de arranque y/o de materiales de relave previamente compactados.

- Al llegar a la segunda berma en la cota 2,475 m en el frente aguas abajo de la presa de arranque (Plano 05, Apéndice 8), la cresta de 50 m de ancho de la presa deberá mantenerse con su borde aguas abajo verticalmente sobre la berma de la El. 2,475 hasta llegar a la cresta final de la presa (El. 2,660 m). Esto creará un levantamiento de la presa de relaves de línea central con la huella y configuración mostrados en los Planos 01 y 02.
- Los tubos para overflow y underflow situados en la cresta de la presa de relaves, no deberán interferir con el tráfico y/o la compactación adecuada de los materiales de relave underflow sobre la cresta.
- La cresta de la presa de relaves deberá mantenerse un mínimo de 3 m arriba de los limos de relave represado situados aguas arriba de la cresta de la presa.
- La capa de filtro relacionada con los subdrenes de la presa, deberá protegerse de la posible erosión y contaminación por el relave underflow a medida que es depositado. A fin de minimizar el riesgo de dicha erosión y contaminación, el diseño del subdren de presa incorpora una capa de 150 mm a 300 mm de espesor de materiales de relave underflow mecánicamente colocada, como se describe en la Sección 8.4.2. En consecuencia, un sistema separado de entrega de relave underflow deberá proveerse para depositar temporalmente materiales de relave underflow que serán excavados después del drenaje y acarreados a las ubicaciones expuestas de subdren de presa para su colocación y compactación. Una posible ubicación para la deposición temporal de materiales de relave underflow podría ser las áreas de drenaje aguas abajo dentro del área de proyección en planta de la presa, que aún no han sido cubiertas con underflow.

8.5.2 Desarrollo/Levantamiento de Reservorio de Relaves

La deposición de relaves overflow y el sistema de agua recuperada para el desarrollo/levantamiento del reservorio de relaves, son diseñados por otros. Los factores que deben considerarse para el desarrollo/levantamiento del reservorio de relaves son:

- Debe evitarse el empozamiento del agua recuperada en el drenaje oeste (Apéndice 8, Plano 01) para minimizar el riesgo de filtración por el estribo oeste.
- La poza de agua recuperada debe mantenerse por lo menos 300 m aguas arriba de la cresta de la presa.
- Dado que el concepto actual de un sistema de agua recuperada es una barcaza con bombas situada en el drenaje este (Plano 01, Apéndice 8), debe evitarse el desarrollo de pozas múltiples a fin de maximizar la recuperación de agua.

8.5.3 Sistema de Recolección de Infiltración

Como se describe en la Sección 8.4 y se muestra en el Plano 08 del Apéndice 8, el sistema de dren de dedo y dren global será extendido por fases durante las operaciones de deposición de relaves (Fase II) para limitar los costos de capital iniciales de construcción.

Los drenes de dedo y global serán extendidos de manera que se construyan con anticipación al avance del pie de la presa de relaves según se muestra en el Plano 08 del Apéndice 8. Como base para el estimado de costos operativos (Sección 9.2.5), ha sido asumido que la Fase II del sistema de recolección de filtraciones (Plano 08, Apéndice 8) será construida como sigue:

- El dren global restante dentro de la proyección en planta de la presa de relaves para el año 5, será construido para fines del año 2. Los restantes drenes de dedo dentro de la proyección en planta de la presa de relaves para el año 5, serán construidos al final del primer año.
- Los drenes global y de dedo restantes dentro de la proyección en planta de la presa de relaves para el año 10, serán construidos para fines del año 4.
- Los drenes global y de dedo restantes dentro de la proyección en planta de la presa de relaves final para el año 24, serán construidos para fines del año 9.

8.5.4 Instrumentación de Monitoreo

Se instalarán varios tipos de instrumentación para monitorear las condiciones que se desarrollen durante la construcción y operación de la presa de relaves. La información y datos obtenidos con este sistema, será revisada y comparada con las suposiciones de diseño. También se efectuará la observación y documentación periódicas de condiciones que surjan. Este “método observacional” ayudará a reconocer en forma oportuna las condiciones que varíen de las asumidas para el diseño. Luego puede hacerse modificaciones a la construcción y operación para enfrentar estas condiciones.

Como parte de la construcción de la presa de relaves, se implementará un sistema de instrumentación y monitoreo para verificar la validez de las suposiciones de diseño y los resultados del análisis de diseño, y para confirmar que la presa se construya y comporte de acuerdo a lo planeado. El sistema de instrumentación proporcionará información que es vital para el “método observacional”.

El sistema de instrumentación consistirá en los siguientes elementos claves:

- Piezómetros en el aluvio de fundación y presa de relaves. Los piezómetros serán del tipo de alambre vibrador para que los conductores de lectura puedan colocarse en zanjas que se extiendan hasta estaciones de lectura fuera del área de construcción. Se establecerán tres a cuatro secciones de estudio normales al trazo de la presa de relaves, en las que se instalarán piezómetros tanto en la fundación como en la presa.
- Medidores de bastón para monitorear la tasa de levantamiento del reservorio de relaves dentro de la cuenca de almacenamiento. Estos medidores consistirán en un poste vertical de aproximadamente 5 m de altura cimentados en suelo natural dentro de la cuenca de almacenamiento. Los medidores de bastón estarán graduados para permitir la lectura de la elevación de la superficie de almacenamiento de relaves. Cuando el medidor de bastón esté dentro de 0.5 m de ser inundado, se instalará un medidor de bastón nuevo inmediatamente contiguo al medidor inundado.

Considerando el tamaño del reservorio, aproximadamente 6 a 8 medidores serán operados alrededor del perímetro de la cuenca de almacenamiento.

- Pozos de monitoreo instalados en el drenaje de la Quebrada Enlozada aguas abajo del sumidero de filtración (Plano 10, Apéndice 8). Los pozos proporcionarán un medio de monitorear el agua subterránea en el valle y detectar filtraciones potenciales del reservorio de relaves que podrían puentear al sumidero de filtración. Los pozos de monitoreo serán controlados en forma periódica. En caso de que en los pozos de monitoreo se detecte filtración proveniente del sumidero, se operarán bombas para bombear la filtración al sumidero. Dependiendo de la cantidad de filtración, puede ser necesario instalar pozos adicionales para interceptar eficazmente la filtración que esté puentear al sumidero. El registro de los taladros de pozo proporcionaría caracterización adicional del aluvio y lecho de roca subyacente en el valle aguas abajo del reservorio.
- Sismógrafo para registrar los movimientos fuertes del terreno.

9.0 Cronograma de Construcción y Estimación de Costo

9.1 Cronograma de Construcción

El gráfico 9-1 presenta un programa estimado para las actividades del trabajo que será completado antes del inicio de la deposición de relaves. Las partidas de construcción que no forman parte del alcance del trabajo de diseño de URS, tales como la planta de procesamiento, las estaciones de ciclón, las tuberías de descarga de residuos y el sistema de recuperación de agua etc. no están incluidos en el Gráfico 9-1. Sin embargo, las actividades de construcción que repercuten en la construcción de la presa de arranque, tales como la reubicación de las instalaciones y servicios, la adquisición del camión de transporte, y la construcción de la vía de transporte, para las que la planificación y los diseños asociados fueron completados por otros, están incluidos en el Gráfico 9-1. Los datos para la programación de estas actividades fueron proporcionados por SMCV y Fluor. En base a la información proporcionada por SMCV, se espera que las actividades finales de diseño se inicien la primera semana de Abril del 2004, y estimamos que el diseño final de la presa de relaves será terminado en aproximadamente 11 meses. Entendemos que SMCV/PD desea un programa factible de construcción acelerada, teniendo como objetivo el pronto inicio de las operaciones de producción minera. Por consiguiente, hemos identificado actividades de construcción que se podrían iniciar antes de la completar el diseño completo de la presa de arranque, mediante el desarrollo y la emisión de varios paquetes de construcción. Actualmente, las tres actividades de construcción que se podrían iniciar pronto de acuerdo a este enfoque son identificadas como: (1) excavación del aluvión dentro de la futura área de embalsamiento de relaves; (2) procesamiento del aluvión excavado para el material de filtración; y (3) excavación y relleno de la zanja interceptora de la presa de arranque. Mientras que la investigación de campo final, las pruebas de laboratorio, los análisis y diseños de ingeniería se completan para estas tres actividades de construcción, los documentos de licitación (gráficos de diseño, especificaciones técnicas, y términos y condiciones del contrato) serán preparados para que el proceso de selección del contratista lo que permitirá el inicio de las actividades de construcción asociadas.

El programa de las actividades de construcción asociadas con la presa de arranque y el sistema recolector de infiltración asume que la construcción de la Zona 2 de la presa de arranque será ejecutada por SMCV. En base a un índice de producción de 17,500 m³/día para la Zona 2, proporcionado por SMCV, otras actividades de construcción que serán ejecutadas por un contratista, fueron secuenciadas de manera que se distribuyen los requerimientos de mano de obra y al mismo tiempo evitar la ampliación del programa, tal como se observa en el Gráfico 9-1. En base a un índice de producción de 17,500 m³/día para la Zona 2 y en nuestra experiencia con actividades de construcción similares, estimamos que la construcción de la presa de arranque y la Fase I del sistema recolector de infiltración pueda ser terminada en aproximadamente 17 meses después de la procura del equipo de construcción necesario para construir la Zona 2.

9.2 Estimación del Costo

Los costos asociados con la presa de relaves consisten en los costos de construcción inicial y los costos operacionales. Los costos de construcción inicial asociados incluyen los siguientes:

- **Costo de Diseño Final:** La culminación de las investigaciones de campo y las pruebas de laboratorio finales, y el desarrollo del diseño final y los documentos de licitación para la construcción de la presa de arranque y del sistema recolector de infiltración.
- **Selección del Contratista:** La identificación de un Contratista, la precalificación, la selección, y la adjudicación de la construcción de la presa de arranque y el sistema recolector de infiltración.

ID ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDAD	Orig Dur	Inicio Temprano	Finalización Temprana
A DISEÑO DAR - PRODUCCIÓN 100,000 TPD				
B DISEÑO FINAL- PRESA DE ARRANQUE/SIST RECOLECTOR DE INFILTRACIÓN				
0012	Hito – Inicio de Actividades de Diseño Final	0	05ABR04	
0015	Caracterización de Relaves	40	05ABR04	28MAY04
0042	Plan de Invest de Campo & Construcción de Vía de Acceso	20	05ABR04	30APR04
0013	Investigación de Campo para Presa de arranque	30	03MAY04	14JUN04
0044	Investigación de Campo para Sumideros para Infiltración	24	03MAY04	04JUN04
0066	Voladura para Materiales de préstamo	20	03MAY04	28MAY04
0016	Anal Diseño Final- Presa de arranque/Sist Recolector de Infiltración	40	01JUN04	27JUL04
0045	Investigación de Campo para materiales de préstamo	30	07JUN04	19JUL04
0014	Prueba de laboratorio para materiales de préstamo y fundaciones	30	07JUN04	19JUL04
0019	Rept de Diseño-Presa de arranque & Sist Recolector de Infiltración	40	28JUL04	22SEP04
0017	Espec & Dibujos-Presa de arranque & Sist Recolector de Infiltración	40	23SET04	17NOV04
0029	Docum Contrato- Presa de arranque & Sist Recolector de Infiltración	40	21OCT04	16DIC04
0018	Estim Costo Ingen- Presa de arranque & Sist Recolector de Infiltración	15	18NOV04	09DIC04
0020	Licitación y Adjudicación	30	17DIC04	31ENE05
C DISEÑO FINAL PARA PRESA DEFINITIVA				
0028	Investigación de Campo para Presa Definitiva	30	15JUN04	27JUL04
0033	Análisi de Diseño Final para Presa Definitiva	40	28JUL04	22SEP04
0058	Preparación de Docum de Licit. para Toda Excavac & Adjudic	40	31AGO04	28OCT04
0063	Preparación de Docum, de Licit. para Proceso de Mat, Filtrac	40	31AGO04	28OCT04
0048	SOP para DAR	40	27OCT04	22DIC04
0032	Prep. Doc. Licit. para Excav. de Corte & Rellen & Adjudicacn	40	04NOV04	13ENE05
0038	EAP para DAR	40	23DIC04	18FEB05
0043	Estimación de Costo de O&M	15	21FEB05	11MAR05
D REPRESA INICIAL & CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA RECOLECTOR DE INFILTR				
0034	PROCURA DE CAMIONES 789	192	05ABR04	05ENE05
0022	REUBICACIÓN DE INSTALACIONES Y SERVICIOS	40	01MAY04	09JUN04
0023	EXCAVACION ALUVION EN REPRESA	63	27OCT04	28DIC04
0031	PROCESAMIENTO DE MATERIAL DE FILTRACION	63	27OCT04	07ENE05
0039	VIA DE TRANSPORTE PARA LEACH CAP	137	06ENE05	22MAY05
0049	VIA DE TRANSPORTE PARA DUMP 35	106	06ENE05	21ABR05

Hito – Inicio Actividades de Diseño Final

Nota 1: Se asume U/F & O/F muestra de residuos entregado a URS para mediados de Marzo

Caracterización Relaves

Construcción de Vía de Acceso & Plande Invest. Campo

Investig. de Campo para Represa Inicial Nota 2: Asume índice de relleno de 400 lt/seg

Invest.de Campo para Sumideros de Filtración

Voladura para toma de materiales Calendario ID#1: 1 Turno, 5 días de labor semanal, feriados USA 40 horas semanales

Análisis del Diseño Final-Represa Inicial/Sistema Colector de Filtración

Investigación de Campo para Toma de Materiales Calendario ID#2: 3 Turnos, 7 días de labor semanal, sin feriados, 24 horas al día, 168 horas a la semana

Prueba de laboratorio de Toma de material y Cimiento

Calendario ID#3: 2 Turnos, 6 días de labor semanal, sin feriados, 20 horas al día, 120 horas a la semana

Represa Inicial Rept Diseño & Sism Recolector de Filtración

Especificaciones & Dibujos-Represa Inicial & Sist Recol. Filtrac.

Documentos de Contrato-Represa Inicial & Sism Recol.Filt

Estimación Costo Ingen.-Represa Inicial/Sist Recol Filt

Licitación y Adjudicación

Investigación de Campo para Presa Definitivo

Análisis Diseño Final para Presa Definitiva

Preparación Documentos Licitación para todas Excavac & Adjudicación

Preparación Documentos Licitación para Proceso Materiales Filtración

SOP para DAR

Preparación Documentos Licitación para Excavac Corte & Relleno & Adjud

EAP para DAR

Estimación Costo

O&M

Adquisición 789 Camiones




Reubicación de Instalaciones

Excavación Aluvión en Represa

Procesamiento Material Filtración

Vía Transporte Cubierta Lixiviación

Descarga 35Vía de Transporte

Fecha Inicio 06MAR04 Fecha Final 29MAY06 Fecha Datos 05ABR04 Fecha Inicio Operaciones 29MAR04 17:00	 barra anticipación  barra de progreso  actividad crítica	Presa de Arranque & Sistema Recolector de Infiltración Programa de Diseño y Construcción Inicial Indice de Producción Mina 100, 000 tpd (Zona 2 Producción de 17,500 m ³ /día por SMCV)
--	--	---

CORPORACIÓN URS GRAFICO 9-1	Programa 2			
	Fecha	Revisión	Revisado	Aprobado
	06FEB04	Actualizacion diseño		
	16MAR04	Actualizacion diseño		
	29MAR04	Actualizacion		

Activ ID	Descripción de Actividad	Orig Dur	Inicio Temprano	Terminac Temprana	Cal ID
0025	Excavación Zanja Interceptora & Preparación Fdn	48	04ENE05	20FEB05	3
0065	Transporte/Lugar Dump 35 Material en Zanja Intercept.	48	22ABR05	08JUN05	3
0021	Hito –Presa Arranque & Inicio Constr. Sistm Reolec. de Infiltración	0	23MAY05		2
0027	Procesamiento Material de Drenaje	181	23MAY05	19DIC05	4
0050	Excav & Coloc Concreto – Sumidero para Infiltración	100	23MAY05	11JUN05	4
0071	Excav/Transp/Colocac Dump 35Material para Elev 2482	342	09JUN05	16MAY06	2
0075	Excav/Transp/Coloc Cubierta Leach Cap Material para Elev 2482	342	09JUN05	16MAY06	2
0080	Excav/Transp/Colocac Material Drenaje aguas abajo	56	23JUN05	26AGO05	4
0085	Constr Drenajes Sistema Recolector de Infiltración	182	27AGO05	27MAR06	4
0070	Rev. Sumidero para Infiltración	110	31AGO05	18DIC05	2
0100	Revestimiento & Rip Rap Sumidero para Infiltración	28	19DIC05	15ENE06	3
0055	Colocac Transp. de Infiltración a Sumidero	20	28MAR06	19ABR06	4
0060	Instalac Pozos de Monitoreo	30	28MAR06	01MAY06	4
0090	Llenado Agua de Reemplazo	21	02MAY06	22MAY06	2
0072	Excav/Transp/Colocac Dump 35 Material para Elev 2485	13	17MAY06	26MAY06	2
9999	Término de Construcción de Presa de Arranque & Sist. Reolec de Infiltración	0		26MAY06	1

Excav Zanja Corte & Preparación Fdn
Transp/Lugar Vertedero 35Material en Zanja de Corte
Hito-S. Repr & Inicio Const. Sistm Reolec. de Filtración
Procesamiento Material de Drenaje
Excav & Coloc Concreto – Sumidero de Filtración
Tratamiento Area Limite Occidental
Excav/Transp/Colocac Verte. 35 Material para Elev 2482
Excav/Transp/Coloc Cubrta Lixiv Matrl para Elev 2482
Excav/Transp/Colocac Material Drenaje aguas abajo
Constr Drenajes Sistema Recolector de Filtración
Rellenado Sumidero de Filtración
Revestimiento & Zampeado Sumidero de Filtración
Colocac Transp. de Filtración a Sumidero
Instalac Pozos de Monitoreo
Llenado Iniciación Agua
Excav/Transp/Colocac Vertedero 35Matl para Elev 2485
Verted Inicial & Culminac Constr Reolec de Filtración

- Costo de Construcción: Construcción de la presa de arranque y la Fase I del sistema de recolección de infiltración.
- **Costo de Gerencia de la Construcción:** El gerenciamiento de las actividades de construcción asociadas con la construcción de la presa de arranque y el sistema recolector de infiltración.

El costo estimado presentado en esta sección no incluye los costos por la reubicación de las instalaciones y la procura del equipo de construcción por parte de SMCV.

9.2.1 Estimación del Costo de Diseño Final

La estimación del costo de nivel de factibilidad asociado con el diseño final incluye costos directos e indirectos para lo siguiente:

- Supervisión y Administración de la Investigación de Campo
- Perforación en la Investigación de Campo (Contratista)
- Pruebas de Laboratorio en Perú (Contratista)
- Pruebas de Laboratorio en USA
- Análisis del Diseño
- Gráficos del Diseño
- Programa de Licitación, Estimación del Costo del Ingeniero y las Coordinaciones con SMVC para la Preparación del Paquete de Licitación
- La Excavación de Zanjas de Prueba por parte de SMCV
- Perforado y Voladura en el lugar de la Cantera por parte del SMCV
- Preparación de la Vía de Acceso para los lugares de la investigación de campo (incluye investigación) por parte de SMC
- Reuniones en Canadá (se asumen 5 reuniones)
- Reuniones en Perú (se asumen 5 reuniones)
- Informe del Diseño, Dibujos de Construcción y Especificaciones Técnicas
- Manual SOP para las Operaciones de la Presa de Residuos
- Manual EAP para las Operaciones de la Presa de Residuos
- Administración del Proyecto
- Servicios de Traducción
- Retención del impuesto a la Renta Peruano para los trabajadores de URS no domiciliados en Perú.

El costo estimado a nivel de factibilidad para las actividades de Diseño Final es estimado en \$2.5 millones, lo que incluye un 15% de contingencia, pero no incluye el impuesto IGV.

9.2.2 Estimación del Costo del Proceso de Selección del Contratista

La estimación del costo de nivel de factibilidad asociado con el proceso de selección del contratista incluye costo directos e indirectos para lo siguiente:

- Identificación del Contratista Potencial
- Asistencia en el proceso de Precalificación del Contratista
- Asistencia en asuntos técnicos durante las reuniones previas a la Licitación (se asumen 3 reuniones)
- Respuesta a las Preguntas del Contratista (Asuntos Técnicos)
- Preparación de los Apéndices (Asuntos Técnicos)
- Asistencia en la Evaluación de las Propuestas (Asuntos Técnicos)
- Retención del Impuesto Peruano para los trabajadores de URS no domiciliados en el Perú
- Traducción al español

La estimación del costo a nivel de factibilidad para el Proceso de Selección del Contratista es de aproximadamente \$230,000 que incluye un 15% de contingencia, pero no incluye el impuesto IGV.

9.2.3 Estimación del Costo de Construcción

La estimación del costo de construcción a nivel de factibilidad presentada en esta sección es para la construcción de la presa de arranque y el sistema recolector de filtración asumiendo que la construcción será ejecutada por un Contratista(s) con la excepción de las vías de transporte desde la mina al lugar, y de la Zona 2 de la presa de arranque, lo que está planificado para que sean ejecutadas por SMCV. La estimación del costo de construcción resulta en \$32.7 millones como se presenta en el Tabla 9-1. La estimación del costo de construcción no incluye los costos de SMCV por la procura del equipo de construcción para la construcción de la Zona 2, pero sí incluye costos de operación, mantenimiento, y reparación para este equipo. En el Apéndice 9 en el Tabla 9-2 se presenta una descomposición detallada de los costos para la estimación del costo de construcción.

Los métodos y el enfoque utilizados en la estimación del costo de construcción se basaron en los diseños a nivel de factibilidad, y los costos se desarrollaron a partir de bases de datos históricos y la experiencia de URS en la estimación de costos de construcción en un trabajo de construcción similar en el Perú, y el uso de los precios unitarios de SMCV para la Zona 2 de la presa de arranque. Los precios unitarios tomados de una base de datos históricos fueron evaluados y se efectuaron los ajustes de manera apropiada al alza precios, la ubicación y los recursos disponibles. La estimación de costos de SMCV para la Zona 2 fue revisada en el uso y la disponibilidad del equipo, la producción, los patrones de turnos, la comprensión de los requerimientos de construcción, la coordinación con otros trabajos y programas. Lo siguiente forma la base del estimado del costo de construcción:

- Están incluidos los costos directos e indirectos y un margen de beneficio para el Contratista. Se anticipa que el contratista incluirá un margen de beneficio de hasta 16%.
- Los costos directos incluye la mano de obra, equipo, materiales, suministros e imprevistos.
- El costo indirecto incluye la gerencia del proyecto por parte del Contratista, las instalaciones temporales y servicios, los controles del proyecto, el transporte, la vigilancia, la seguridad, el control de calidad y el cierre y liquidación.
- Los precios unitarios históricos son una recopilación de construcciones mineras de Perú y EE.UU.
- Se incluye un pago de 25% en el flete y los aranceles peruanos.
- Las cantidades se calculan desde las líneas netas en los dibujos de nivel de factibilidad y son métricas.

Tabla 9-1
Estimación del Costo de Construcción Inicial

ACTIVIDAD O

CARACTERÍSTICA: **Sistema Recolector de Infiltración y Presa de Arranque**

FECHA ACTUAL: **Marzo 2004**

NIVEL: **Estudio Factibilidad Clase 4**

PROYECTO: **Cerro Verde Estudio de Factibilidad de Sulfuro Primario**

CANTIDAD: **(100,000 Ton)**

UOM:

UBICACIÓN: **Arequipa, Perú**
PROPIETARIO/CLIENTE: **SMCV/PD**

CANTIDADES: PRECIOS:	Preparado por	Revisado por
	BH	LB
	RAW	AHM

ID	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio	Monto
SMCV					
	Construcción Vía de Transporte				983,223.00
	Presa de arranque				5,700,000.00
	Contingencia 10%				1,002,483.45
	Subtotal				7,685,706.45
PRESA DE ARRANQUE FUENTE EXTERNA					
	Preparación del Lugar				6,504,450.00
	Presa de arranque				744,445.00
	Pago por Movilización				1,228,334.25
	Contingencia 15%				
	Subtotal				9,417,229.25
RECOLECTOR DE FILTRACIÓN FUENTE INTERNA					
	Procesamiento Materiales				2,388,550.00
	Sistema Recolector de Infiltración				6,331,490.00
	Pago por Movilización				872,004.00
	Contingencia 20%				1,918,408.80
	Subtotal				11,510,452.80
COSTO DEL EQUIPO DE OPERACIONES					
	Equipo				3,562,500.00
	Contingencia 15%				534,375.00
	Subtotal				4,096,875.00
Total					32,710,263.50

- El precio fijado en el 2004 es US \$
- La fecha real de costo es Febrero 2004 sin permiso para alza de precios
- No se incluye el impuesto IGV
- Contingencias del 10 al 20% como se indican en el Tabla 9-1

9.2.4 Estimación del Costo de la Gerencia de Construcción

En base a los requerimientos del programa y de la mano de obra de acuerdo con el programa de construcción presentado en la Figura 9-1, se estima que el Costo de Gerencia de la Construcción es de aproximadamente US \$8.2 millones, que incluye 15% de contingencia. La estimación del costo de Gerencia de la Construcción a nivel de factibilidad incluye los costos directos e indirectos asociados con la gerencia y las actividades QA para la construcción de la presa de arranque y el sistema recolector de filtración. Este costo no incluye el impuesto IGV.

9.2.5 Estimación del Costo Operacional

La estimación del costo operacional consiste en los costos asociados con la elevación de la presa de relaves y la construcción gradual del sistema recolector de infiltración. En el Tabla 9-2, en el Apéndice 9 se presenta la estimación del costo operacional asociado para la vida esperada de la mina.

Las presunciones generales hechas fueron:

- Los relaves serán depositados en el DAR hasta fines del año 24, y a partir del año 25 hasta el 28 los relaves serán depositados en el tajo de la mina.
- Se aplicó el flete Peruano más un arancel de 25% a todas las compras de equipo de capital y materiales permanentes;
- Todos los costos estimados son en US dólares del 2004 y no se permitirá revisión por alza de precios, inflación o depreciación; y
- No se incluye el impuesto IGV.

El costo de capital de sostenimiento es identificado en la columna de Descripción del Tabla 9-2, en el Apéndice 9, en tres categorías generales, de la siguiente forma:

- Equipo usado para compactación, mantenimiento y control del polvo;
- Instalaciones para mantenimiento y almacenamiento de combustible; y
- Futura construcción del sistema recolector de infiltración.

A continuación se enumeran las presunciones efectuadas para la estimación del costo de capital de sostenimiento:

- El costo y la estimación de vida útil del equipo se adquieren de los vendedores.
- El costo de las instalaciones se obtuvo de bases de datos históricos y de la experiencia del estimador del costo.
- Se asignó al equipo y a las instalaciones una vida estimada de 3 a 7 años. El primer año forma el año base para las compras de capital. La vida asignada al equipo o las instalaciones determinará el año de su reemplazo. La vida útil asignada al equipo y las instalaciones es considerada lineal en cada año en el que ocurre un reemplazo.

- Los costos unitarios para el sistema recolector de filtración son los mismos costos utilizados en la estimación del costo de construcción capital (Tabla 9-1).
- En diversos años se incluye el costo del capital de sostenimiento para el sistema recolector de filtración conforme la producción amplía el pie de la presa. Se asume que los materiales de procesamiento estarán en las canteras de la mina el año anterior a la construcción de los drenajes.

En la columna de descripción del Tabla 9-2, Apéndice 9, se identifican los costos de operaciones en tres categorías generales de la siguiente manera:

- Mano de Obra utilizada para operar y mantener el equipo de compactación
- Equipo usado para compactación y mantenimiento; e
- Instalaciones usadas para el mantenimiento, reparaciones y almacenamiento de combustible.

Se usaron niveles de producción de relaves underflow para estimar el uso del equipo y el número de unidades requeridas. La opción de 100,000 t/d requiere que 36,000 toneladas de arena ciclada sea compactada en la presa diariamente en base a una recuperación de underflow de 36%. Consecuentemente, se estima que se requerirá de cinco unidades de compactación. Tres unidades de compactación serán operadas en la presa, una estará en el proceso de mantenimiento, y otra se encontrará a disposición como apoyo. Los Tractores Caterpillar Modelo D6R que mueven un par de rodillos vibradores de tambor liso de 10 toneladas se consideran unidades de compactación apropiadas para la construcción de la presa de relaves.

Toda la producción estimada se basa en un día de 24 horas durante 365 días al año. Los índices laborales para operar, mantener, reparar, y manejar el equipo de compactación de la presa se basan en estudios realizados de los índices peruanos de carga laboral obtenidos de las operaciones mineras de SMCV y Fluor. De acuerdo a lo sugerido por SMCV, los salarios base fueron factorizados en 50% por beneficios y toda labor, incluyendo la administración, se asumió que trabajarán 48 horas por semana durante 52 semanas por año ($48 \times 52 = 2,496$ horas/año). Se asumió un total de tiempo no laborable de 8 semanas al año. Esto significa que las horas laborales disponibles por empleado son 2,112 horas/año (48 horas x 44 semanas). Para compensar la labor adicional requerida, se incrementaron los índices en 18% ($2,496 \text{ horas} / 2,112 \text{ horas} = 1.18$). Se asumió que todo equipo trabajará 24 horas al día, 365 horas al año o un total de 8,760 horas/año. Se calcularon las horas laborales de producción utilizando 24 horas, 52 semanas al año para conocer el número de unidades de equipo utilizadas. Todos los costos para las operaciones en años futuros se basaron en US dólares al 2004 tomando como año base el primer año. No se permite revisiones por alza de precios o inflación.

El costo de ingeniería se identifica en la columna de descripción del Tabla 9-2, en el Apéndice 9, en tres categorías de la siguiente forma:

- Aseguramiento de Calidad para el monitoreo de la compactación,
- Investigación geotécnica,
- Estudios,
- Inspección, revisión y reuniones, e
- Instrumentación para el monitoreo

Se asume que se utilizará una combinación de personal de mina y servicios de fuentes externas para estas actividades. Las horas laborales y los índices utilizados para la ingeniería se desarrollan de la misma forma que las horas laborales y los índices utilizados para las operaciones. Los costos para los agujeros de prueba, las pruebas sísmicas de penetración cónica, los pozos de control e instrumentación se desarrollaron a partir de bases de datos históricas y la experiencia

10.0 Información General

Las exploraciones de campo y de laboratorio hechas para el estudio de factibilidad fueron separadas para obtener una comprensión razonable de las condiciones subterráneas para los propósitos de este estudio. Pueden ocurrir variaciones de las condiciones descritas, que no son indicadas por las exploraciones de prueba. Las apreciaciones efectuadas deben considerar esta variabilidad potencial. Además, se requerirá de análisis e investigaciones del diseño final para proporcionar información adicional, perfeccionamiento, y detalles previos a la preparación de los diseños para su utilización en la licitación y construcción.

La construcción de presas de relaves implica el uso de materiales y procedimientos, los cuales, por su naturaleza, varían tanto que no es posible cubrir todas la eventualidades en el diseño. Esto hace necesario que SMCV use personal competente y experimentado para la conducción y toma de decisiones durante la construcción y que la instrumentación sea instalada para el monitoreo de las condiciones que se desarrollan durante la construcción. Los relaves de producción real no estuvieron disponibles para su prueba. Entendemos que los materiales probados se cree que son representativos de los materiales de residuo que serán producidos por el concentrador. Los resultados del trabajo de caracterización de residuos presentado en este informe deberán ser confirmados como información adicional perteneciente a los materiales de residuo.

En este informe se presentan apreciaciones profesionales sobre las condiciones subterráneas, las condiciones del lugar, las propiedades de materiales, los criterios de diseño, los diseños a nivel de factibilidad, y estimaciones de costos, y los métodos de construcción. Estos se basan parcialmente en la evaluación de la información técnica recogida por URS, parcialmente en la información proporcionada por SMCV y otros, parcialmente en nuestra comprensión de las características de la instalación planificada, y parcialmente en nuestra experiencia con condiciones subterráneas similares, las condiciones del lugar y las presas de relaves.

URS garantiza que los servicios fueron llevados a cabo dentro de los límites prescritos por el Cliente, con la minuciosidad y competencia de la profesión de ingeniería. No se incluye ni se pretende incluir en nuestras propuestas, contratos o informes, ninguna garantía o representación ya sea expresa o implícita.

11.0 Créditos

Los diseños a nivel de factibilidad para la represa de residuos presentados aquí fueron llevados a cabo como un esfuerzo de equipo entre los miembros de equipo del proyecto de SMCV, PD, Fluor y URS. El equipo del proyecto que contribuyó a este informe estuvo compuesto por:

SMCV

Omar Durand – Coordinador de Proyecto
 Brent Anderson – Superintendente de Minas
 Terry Rigoni – Gerente de Mina Actual
 Dave Travis – Gerente de Mina Anterior

PD

Terry Linde - Gerente de Proyecto
 Jim Vanderbeek – Metalurgista Senior

URS

Jim Obermeyer	Director de Proyecto
Han Ilhan	Gerente de Proyecto
Tatyana Alexieva	Ingeniero de Diseño
Dale M. Baures	Geólogo del Proyecto
Ivan Wong	Sismicidad
Lelio Mejia	Ingeniero Sísmico
Chris Williams	Hidrología de Agua Superficial
Roy Watts	Estimador de Costos de Construcción

El informe ha sido revisado y aprobado por los abajo firmantes:

Han Ilhan, P.E.
 Gerente de Proyecto Senior

James R. Obermeyer, P.E.
 Principal Senior y Vice Presidente

12.0 Referencias

- Abrahamson N., 1993, Non-stationary spectral matching program, personnel communication.
- Canadian Dam Association, 1999. Dam Safety Guidelines.
- GEO-SLOPE International, 1998a. SLOPE/W User's Guide - Version 4, Calgary, Alberta, Canada.
- Geo-Slope International Ltd., 1998b. SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis Version 4 Getting Started Guide, Calgary, Alberta, Canada.
- Hudson, M., Idriss, I.M., Beikae, M., 1994, User's Manual for QUAD4M, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis, California, May.
- ICOLD, 1995. Tailings Dams and Seismicity – Review and Recommendations. International Committee on Large Dams. Bulletin 98, Paris.
- Lilhanand, K. and Tseng, W.S., 1988, Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra, Proceeding of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, August.
- McDonald, M.G. and A.W. Harbaugh, 1988. A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model, Chapter A1, Book 6, Modeling Techniques, Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, U.S. Geological Survey Open-File Report 83-875.
- Makdisi, F.I. and Seed, H.B., 1978, Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations', Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, July.
- Makdisi, F.I., and H.B. Seed. 1977. A Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deformations in Dams and Embankments. Report No. UCB/EERCn7-19, University of California, Berkeley. August.
- Mining Association of Canada, 1998. A Guide to the Management of the Tailings Facilities.
- Newmark N.M., 1965, 'Effects of earthquakes on dams and embankments', Geotechnique, Vol. 15, No. 2, June.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B., 1972, 'A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites', Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 72-12, December.

Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1970, 'Soil moduli in damping factors for dynamic response analysis', Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, December.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K., 1984, Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils: Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-84/14, University of California, Berkeley, September.

Tokimatsu, Kohji and Seed, H. Bolton (1987). "Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking." Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE, August 1987.

URS, December 2001, Tailing Scoping Study, Cerro Verde Mine, near Arequipa, Peru.

URS, January 2002, Scoping Level Study for Tailing Deposition at A5 Site, Cerro Verde Mine, near Arequipa, Peru.

URS, March 2002, Scoping Level Study for Tailing Deposition at the A9 Site, Cerro Verde Mine, near Arequipa, Peru.

Woodward-Clyde Consultants, 1995, Deformation Analyses, Geotechnical Detailed Design, Utah Copper Tailings Modernization, North Expansion, Appendix D, prepared for Morrison Knudsen Corporation and Kennecott Utah Copper Corporation.

Woodward-Clyde Consultants, 1995, Site Response Analyses, Geotechnical Detailed Design, UTA Copper Tailings Modernization, North Expansion, Appendix D, prepared for Morrison Knudsen Corporation and Kennecott Utah Copper Corporation.

Woodward-Clyde Consultants, 1982, Seismic Stability Evaluation, Tailing Dam 3, Tyrone Mine, Tyrone, New Mexico.

Wright, S.G. (1991). UTEXAS3, A Computer Program for Slope Stability Calculations, Shinoak Software, May