

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA
SLIDE/ V. 2005 CON APLICACIÓN AL EMBALSE CUCHOQUESERA –
AYACUCHO, 2013”**

**Tesis para optar el título profesional de:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**Presentado por:
EVERSON DE LA CRUZ C CARHUAYPIÑA**

**AYACUCHO. – PERÚ
2015**

Tesis
IAG 55
Del
Ej. 1


**"ANALISIS DE ESTABILIDAD MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA
SLIDE/V. 2005 CON APLICACIÓN AL EMBALSE CUCHOQUESERA-
AYACUCHO, 2013"**

Recomendado : 22 de julio del 2015

Aprobado : 06 de agosto del 2015



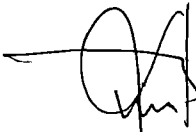
Dr. JORGE EDMUNDO PASTOR WATANABE
Presidente del Jurado



M. Sc. SANDRA DEL AGUILA RIOS
Miembro del Jurado



Ing. EDUARDO PACORI QUISPE
Miembro del Jurado



Ing. LEONIDAS ALEJANDRO ARIAS BALTAZAR
Miembro del Jurado



Dr. ANTONIO JERI CHÁVEZ
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

PRESENTACIÓN

Presento este trabajo como parte de los requisitos para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Esta tesis contiene los resultados de la investigación realizada en los periodos 2013 – 2015, sobre la estabilidad de talud mediante la modelación del dique de la presa, con el uso del software SLIDE V.2005 aplicando la teoría del equilibrio límite y diferentes métodos e instrumentación geotécnica, validado en una aplicación real al Embalse Cuchoquesera – Ayacucho.

EVERSON DE LA CRUZ CCARHUAYPIÑA

everd25@hotmail.com

Escuela Profesional de Ingeniería

Agrícola Facultad de Ciencias Agrarias

Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga

Ayacucho, Agosto del 2015

DEDICATORIA

A Dios por ser nuestra guía, a Jesucristo por ser nuestra inspiración, modelo y por ser el ejemplo más grande de amor en este mundo y nuestros padres por darnos el ejemplo de vida a seguir.

Con mucho amor, a mis padres EULOGIO V. y MARCELINA, quienes fueron el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional, sentó en mí las bases de responsabilidad y deseos de superación, a quienes les debo todo.

A mis Abuelitas PAULINA y ROSA y hermanos, ELMER, TANIA Y, ALEX y MARIEL P; y familiares por el apoyo que me brindaron día a día, en mi carrera Universitaria.

A mi amor y compañera; LUISA Y. y a mi preciosa hija PAULINA P. para quien ningún sacrificio es suficiente, que con su luz ha iluminado mi vida.

AGRADECIMIENTO

Por haber hecho realidad un reto más de mi vida:

- A la segunda universidad fundada en el Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA, Alma Máter, por haberme acogido en sus aulas.
- A la Facultad de Ciencias Agrarias y en especial a la gloriosa Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Agrícola, y a cada uno de los docentes, por formar líderes en Ingeniería con humanismo ético, investigador y comprometidos con la problemática social; regional, nacional e internacional.
- A mi Padre y Madre, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes he logrado una meta más, y convertirme en lo que soy. Ha sido un privilegio ser tu hijo, son los mejores padres. Gracias, los amo.
- A la mujer más hermosa Paulina Espinoza Quispe, quien siempre me ha brindado su amor, ternura, cariño y confianza. Mamita lo logré, juntos empezamos este reto y a pesar de haberte ido a la mejor vida siempre estas cuidándome y guiando a superarme: como persona y como profesional. Te amo, Gracias por todo.
- Al Gobierno Regional de Ayacucho – Gerencia Regional de Infraestructura – “OPEMAN”, y al Ing. Froilán Condori Candía, por su apoyo en la investigación de campo en la Presa Cuchoquesera.
- A mi asesor Ing. Leonidas Arias Baltazar, por sus acertadas críticas y recomendaciones en la elaboración de la presente tesis.
- A mis compañeros(as), que contribuyeron en mi formación profesional.

.A todos muchas gracias.

RESUMEN

Las presas de tierra y enrocado son las obras de Ingeniería más antiguas desde el punto de vista histórico y son relativamente económicas por el uso de suelos naturales existentes en la zona y utilizados en su construcción con un cuidado en el procedimiento. Los materiales más utilizados son la grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla. Su construcción se basa en el almacenamiento de agua proveniente de un transvase, utilizadas en diversos usos como: consumo humano, regadío, generación de la energía eléctrica y controlar el caudal durante los periodos de inundaciones. Es por eso que, hoy en día es de gran importancia y deben ser estables y seguras.

El presente trabajo de investigación comprende el análisis de estabilidad mediante la modelización del dique de la presa Cuchoquesera con el programa Slide/V. 2005 e instrumentación geotécnica con el fin de obtener resultados estables o inestables basándose en los parámetros mínimos y máximos.

La modelización con el Software Slide V.2005, analiza y resuelve la estabilidad en superficies de deslizamientos mediante los resultados del factor de seguridad "FS", aplicando métodos de equilibrio límite (MEL), a través de rodajas verticales o dovelas, basándose en las ecuaciones de la estática, métodos que puede ser aplicado a superficies, taludes en proyectos de presas, carreteras, etc.

El desarrollo de análisis interno y externo del dique se hizo con los datos históricos y actuales de la instrumentación geotécnica instalada en la presa Cuchoquesera. La altura máxima del dique es 44m y almacena un volumen máximo de 80 MMC.

De esta manera se obtuvo los resultados mediante los análisis realizados en el dique de la presa Cuchoquesera, concluyendo que son estables.

INDICE

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN	iii
INDICE	iv
LISTA DE CUADROS	viii
LISTA DE TABLAS	ix
LISTA DE MAPAS	xi

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1.0	Antecedentes	1
1.2.0	Objetivos	4
1.2.1	Objetivos generales	4
1.2.2	Objetivos específicos	4
1.3.0	Justificación del estudio	5
1.3.1	Aporte indirecta del estudio	5
1.3.2	Aporte directo del estudio	6

CAPITULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1.0	Presas	8
2.1.1	Concepto	8
2.1.2	Clasificación de presas	9
2.1.3	Utilidades del embalse	13
2.2.0	Estabilidad de talud	15
2.2.1	Teoría de estabilidad	15
2.2.2	Conceptualización	16

2.2.3	Nomenclatura de un talud y ladera	18
2.2.4	Nomenclatura de los procesos de movimiento	18
2.2.5	Etapas de un proceso de falla.....	20
2.2.6	Factores que influyen en la inestabilidad de talud.....	39
2.2.7	Tipos de falla de un talud.....	45
2.2.8	Métodos para el cálculo de estabilidad.....	48
2.2.9	Factor de seguridad (fs)	62
2.2.10	Factores mínimos de estabilidad para presas.....	62
2.2.11	Comportamiento de presa durante el sismo.....	63
2.2.12	Análisis Pseudo-estático	64
2.2.13	Software Slide/Rocscience	68
2.2.14	Instrumentación geotécnica	69

CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.0	Descripción de la zona del proyecto	72
3.1.1	Generalidades.....	72
3.1.2	Área del proyecto.....	74
3.1.3	Descripción del embalse Cuchoquesera	76
3.1.3.1	Características del embalse y diques	76
3.1.3.2	Sistema de descarga y regulación del Embalse Cuchoquesera.....	80
3.1.3.3	Instrumentación geotecnia de la Presa Cuchoquesera.....	81
3.1.3.4	Materiales que conforma el dique de la presa Cuchoquesera	92
3.1.3.5	Tratamiento del vaso de almacenamiento	96
3.2.0	Materiales, equipos e información requerida	97
3.2.1	Materiales y equipos	97
3.2.2	Información requerida.....	98
3.3.0	Metodología	99
3.3.1	Diagnóstico	99
3.3.2	Fase Nº1 Reconocimiento y Diagnostico	100

3.3.3	Fase N°2 Evaluación de campo	100
3.3.4	Fase N°3 Trabajo de gabinete	101
3.3.4.1	Modelización del dique con el programa SLIDE V. 2005 e instrumentación geotécnica aplicado a la presa Cuchoquesera	101

CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUCIONES

4.1.0	Resultados	109
4.1.1	Teoría y métodos de la estabilidad de taludes, parámetros geotécnicos de resistencia cortante de los materiales que intervienen en la estabilidad de talud de la presa Cuchoquesera.....	109
4.1.2	Calculo del factor de seguridad mediante la modelización del dique con el Software Rocscience/Slide V. 2005, de las secciones críticas: KM 0+420 y 0+970 de la presa Cuchoquesera.....	110
4.1.2.1	Dique Principal: Sección Prog. 0+420	111
4.1.2.2	Dique Lateral: Sección Prog. 0+970.....	120
4.1.3	Evaluación de la estabilidad de taludes usando la Instrumentación geotécnica instalados en la presa Cuchoquesera	128
4.1.3.1	Inclinometro (I).....	128
4.1.3.2	Resultado de hitos de alineamiento (AP) e hitos de asentamiento (H) instaladas en la presa Cuchoquesera	141
4.2.0	Discusiones	148
4.2.1	Discusiones de los resultados del cálculo del análisis de estabilidad de talud de la presa Cuchoquesera.....	148

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.0	Conclusiones	150
5.2.0	Recomendaciones	152

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO

N°01 Coordenadas “XY” de las secciones: KM 0+920 y KM 0+970 de la Presa Cuchoquesera

- Coordenadas del dique principal, KM 0+420
- Coordenadas del dique lateral, KM 0+970

N°02 Parámetros geotécnicos de los materiales que conforma el dique de la Presa Cuchoquesera, secciones: KM 0+920 y KM-0+970

- Parámetros geotécnicos de materiales que conforma el dique principal, KM 0+420
- Parámetros geotécnicos de materiales que conforma el dique lateral, KM 0+970

N°03 Manual del modelamiento con el software SLIDE V. 2005

N°04 Panel fotográfico

N°05 Planos

- PL-01: Ubicación y localización
- PL-02: Instrumentación geotécnica, secciones transversales de presa.
- PL-03: Hitos de asentamiento e hitos de asentamiento
- PL-04: Esquema hidráulico

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°2.1 Diferentes metodos y características de equilibrio limite

Cuadro N°2.2 Factor de seguridad mínimos para presas de tierra y enrocado

Cuadro N°4.1 Resumen de la modelación con SLIDE del dique Principal, KM 0+420

Cuadro N°4.2 Resumen de la modelación con SLIDE del dique lateral, KM 0+970

Cuadro N°4.3 Resumen de las desviaciones acumuladas (inclinaciones máximas) respecto a la altura del tubo inclinométrico, del I-01, I-02, I-03, I-04, I-05 y I-06 que están colocados en la cresta del dique y talud aguas abajo en las secciones, KM 0+420, KM 0+490 y KM 0+970, 02 inclinómetros respectivamente. A través del software DMM For Windows V. 2.9.1.

Cuadro N°4.4 Resumen de desplazamientos y asentamientos máximos en su respectiva ubicación KM.

Cuadro N°4.5 Resumen de desplazamientos respecto al eje Este y Norte de los 40 Hitos de Alineamiento (AP)

Cuadro N°4.6 Resultados de asentamientos en "cm" de los 81 hitos (H)

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 3.1 Parámetros Generales de hidrología y embalse / FUENTE: GRA-PERC –OPEMAN

Tabla N° 3.2 Parámetros Generales de la presa y obras hidráulicas / FUENTE: GRA-PERC – OPEMAN

Tabla N°3.3 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+420

Tabla N°3.4 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+490

Tabla N°3.5 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+970

Tabla N° 3.6 Características geotécnicos de la roca de fundación

Tabla N° 3.7 Características mecánicas de los materiales

Tabla N° 3.8 Características de la del material geosintético – Geomembrana

Tabla N°3.9 Coordenadas de la sección de la presa Cuchoquesera, dique principal, KM 0+420

Tabla .N°3.10 Coordenadas de la sección de la presa Cuchoquesera, dique lateral, KM 0+970

Tabla N°4.1 Desplazamientos en “mm”, a 0.5m respecto al eje vertical (A Axis), del inclinometro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+490

Tabla N°4.2 Desplazamientos en “mm”, a 0.5m respecto al eje horizontal (B Axis), del inclinometro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+490

Tabla N°4.3 Desplazamientos en “mm”, a 0.5m respecto al eje vertical(A Axis), del inclinometro I-04, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+420

Tabla N°4.4 Desplazamientos en “mm”, a 0.5m respecto al eje horizontal (B Axis), del inclinometro I-04, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+420

Tabla N°4.5 Desplazamientos en “mm”, a 0.5m respecto al eje vertical(A Axis) y horizontal (B Axis) del inclinometro I-05, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+970

Tabla N°7.3 Parámetros geotécnicos de materiales del dique principal, KM 0+420

Tabla N°7.4 Parámetros geotécnicos de materiales del dique lateral, KM 0+970

LISTA DE MAPAS

Mapa N° 2.1 Zonificación sísmica, coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas vigente a enero 2014, Perú

Mapa N° 2.2 Zonificación sísmica del Perú. Se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

Mapa N° 3.1 Perú

Mapa N° 3.2 Ayacucho

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Suarez D. (1998) define, en su libro “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”, señala: Los suelos son los materiales de construcción más abundantes y más empleados por la humanidad desde los tiempos más remotos. La idea de la asociación de elementos de refuerzo, filtración, drenaje, separación y protección a las obras geotécnicas tuvo inicio hace millares de años. A mediados de 200 a.c. fueron construidos algunos taludes reforzados con raíces en el extremo Oeste de La Gran Muralla China. En el Perú, en 1500 d.c., los Incas construyeron las veredas del Templo del Sol y de la Luna, reforzadas con mezclas de lana y arcilla. Luego, muros de adobe reforzados con bambú se encontraron en la ciudad histórica de Chan- Chan, hace más de 600 años por civilización pré-inca en zona de actividad sísmica.

Los primeros cálculos analíticos de la estabilidad de taludes fueron realizados por Coulomb en el siglo XVIII (1785) al desarrollar un método mediante

cuñas, el cual estaba enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también podía ser utilizable en taludes desnudos.

Ale V. (2001) define que, en el año 1910, Fellenius desarrolla el método de las cuñas, mientras que en 1916 se utilizó por vez primera el método de las dovelas, pero solo para suelos no cohesivos. Sólo 20 años después, se logra utilizar la misma metodología, tanto para suelos con cohesión, como para los que tienen fricción interna. Posteriormente, en esta metodología fue introducido el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926. Sin embargo, los métodos considerados modernos se iniciaron en 1954 con el Método de Bishop, el cual considera superficies de falla circulares; y en 1956 con el de Janbu, para superficies de falla no circulares. Los programas de cómputo que se emplean habitualmente en la actualidad, suelen utilizar las metodologías de Bishop y Janbu, así como también algunos métodos conocidos como rigurosos o exactos; estos últimos principalmente son los métodos de Spencer, Morgenstern y Price, y Sarma, que probablemente son los más experimentados.

Suarez D. (2001) menciona que, la estabilidad de taludes se analiza frecuentemente mediante el empleo de métodos de equilibrio límite. Los primeros desarrollos de estos métodos se realizaron para el caso de análisis en dos dimensiones, asumiendo la condición de deformación plana, y obteniéndose el coeficiente de seguridad global. Para ello se considera la superficie de deslizamiento dividida en una serie de fajas ó rebanadas, las cuales se encuentran interaccionando unas con otras. Dentro de estos métodos se pueden citar los de Bishop (1955), Fellenius (1936), Janbu (1957), Morgenstern y Price (1965), Spencer (1967).

Suarez D. (2001) menciona que, los estudios más recientes sobre este tema se deben a Stark y Eid (1998), Michalowski (1989), Leshchinsky y Huang

(1992), Lam y Fredlund (1993), Huang y Tsai (2000), Huang (2002) y Farzaneh y Askari (2003).

La construcción de obras públicas como la presa exige un especial proceso y monitoreo además del diseño, la ejecución de desmontes y terraplenes cuya estabilidad ha de asegurarse, en algunas estructuras singulares como son las presas de materiales sueltos, la comprobación de la estabilidad de sus paramentos de aguas arriba y aguas abajo es lógicamente un aspecto fundamental del proyecto, otras estructuras como son los muelles portuarios o en general los muros de contención, los modelos que se han desarrollado para el cálculo de la estabilidad son aplicables a todas estas situaciones aunque en el caso de terraplenes, rellenos controlados o presas de materiales sueltos, la geometría (externa e interna) es más simple y mejor conocida, se posee generalmente un conocimiento más correcto de las propiedades del terreno, lo que hace a principio más fiable en el análisis de estabilidad.

Los métodos de “equilibrio límite” (menos rigurosos que la estricta aplicación de la teoría de la plasticidad), son los que históricamente se han utilizado desde la década de 1920 para abordar la estabilidad de taludes. Con el tiempo, estos métodos adquirieron potencia y flexibilidad para adaptarse a las complejas condiciones de geometría interna y régimen hidráulico que a menudo aparecen en el estudio de taludes y son por ello mayoritariamente empleados, especialmente en dos dimensiones (deformación plana).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo de esta tesis es determinar el factor de seguridad mediante la modelación del dique de la presa Cuchoquesera con el software Rocscience/Slide V.2005, para condiciones de presa vacía, presa llena, sin sismo, con sismo, desembalse rápido, tanto aguas abajo y aguas arriba, utilizando la teoría de equilibrio límite para el análisis estático y sísmico (Pseudo-estático), empleado los métodos de Bishop simplificado, Janbu simplificado y Spencer. Así como también la instrumentación geotécnica como el inclinómetro (I), hitos de alineamiento (AP) e hitos de asentamientos (H) que están relacionados con la estabilidad de talud.

1.2.2 Objetivo específicos

De los objetivos generales anteriores se concretan con los siguientes aspectos:

1. Proponer la teoría y métodos de la estabilidad de talud para la zona, parámetros geotécnicos de resistencia cortante de los materiales que intervienen en la estabilidad del talud de la presa Cuchoquesera.
2. Evaluar la situación actual de la estabilidad de talud de la presa Cuchoquesera, en relación al factor de seguridad, para condiciones de presa vacía, presa llena, sin sismo, con sismo, desembalse rápido, tanto aguas arriba y aguas abajo, a través de la teoría del equilibrio límite, en modo estática y sísmica (pseudo-estática), mediante la modelación del dique con el software Rocscience/Slide V.2005, de las secciones críticas; Km 0+420 y Km 0+970 y realizar las recomendaciones pertinentes.

3. Evaluar la situación actual de la presa en relación a la estabilidad de talud, valiéndose a la instrumentación geotécnica como el inclinómetro (I), hitos de alineamiento (AP) e hitos de asentamientos (H), mediante el uso del Software DMM For Windows (Versión 2.9.1) y hojas de cálculos. Evaluar los límites mínimos y máximos de los resultados y la ubicación de posible falla. Realizar las recomendaciones pertinentes.
4. Realizar un procedimiento de cómputo del software Rocscience/Slide V.2005, que permita el análisis de la estabilidad de talud del dique de la presa Cuchoquesera, mediante la teoría de equilibrio límite (MEL) de los métodos de Bishop simplificado, Janbu simplificado y Spencer, admitiendo la validez de la ley de la estática y pseudo-estático.

1.3 Justificación del estudio

1.3.1 Aporte indirecta del estudio

Todos los suelos se encuentran en equilibrio y a través del tiempo, los fenómenos naturales y los procesos antrópicos que actúan desequilibran el sistema produciendo alteraciones en la deformación y resistencia del suelo. Las diferentes formas de excavaciones que se realizan indistintamente con fines múltiples mayormente conducen a la inseguridad. La estabilidad de talud es un tema técnico problemático, muy importante y necesario de analizar para determinar las consideraciones geotécnicas al momento de diseñar o ejecutar obras de ingeniería.

La desertificación constituye uno de sus principales problemas, producto de la conjugación de factores naturales, económicos y sociales. En cuanto a los factores naturales, éstos están representados principalmente por la vulnerabilidad que crean las condiciones de extrema aridez de la región Costa

y de semiáridos y sub humedad de la región Sierra, regiones que suman el 38% de la superficie total del Perú (488.382 km²); que se agravará por efecto del estrés hídrico que viene ya provocando el calentamiento mundial. En relación a lo económico y social, hay que destacar que el 88% de la población se asienta en estas zonas secas, que concentra la casi totalidad de la actividad agropecuaria, minera e industrial nacional.

La aridez de gran parte de las comunidades interandinos ha exigido desde muy antes la construcción de presas de almacenamiento en la parte alta de las cuencas del Perú, especialmente para el desarrollo agrícola y consumo doméstico, es cuando surge la necesidad de realizar una investigación de las causas de estos problemas como la inestabilidad del dique; de esta manera plantear una alternativa de solución factible.

En la actualidad el estudio de las presas de embalses cobra mayor importancia aún, por la preocupación sobre la conservación del medio ambiente por el calentamiento global, en tal sentido una materia de investigación como una política universal.

1.3.2 Aporte directa del estudio

El presente informe servirá como fuente de información para que el lector conozca y siga analizando el problema de estabilidad de taludes desde su perspectiva y pueda utilizar los métodos de análisis de estabilidad de taludes o aporte buscando y otros métodos que aseguren la seguridad de una presa, siendo uno de los problemas de carácter destructivo en la ingeniería.

El objetivo del tesis es la determinación de la estabilidad del talud, factor de seguridad y el esfuerzo cortante, que en verdad exige una especialización del profesional y por ende el conocimiento en forma profunda del tema que nos

ayudara a diseñar la presa (presa de tierra) resistente a la falla; puesto que son los variables que se necesita saber para determinar las fuerzas cortantes, cálculos de resistencia de falla local, falla casual o aleatoria, falla puntual, falla por inestabilidad, controles de asentamiento, alineamiento, etc.

Los beneficios que se obtendrá al conocer los diferentes métodos de determinación del factor de seguridad en estabilidad de taludes, se reflejará en la aplicación y enriquecimiento del conocimiento geotécnico en la vida profesional del ingeniero, en los diferentes estudios de los proyectos, en la prevención del comportamiento de los taludes. Uno de los propósitos es ayudar a comprender los asuntos amplios y complejos relacionados con la estabilidad de taludes, proporcionando una perspectiva general para el planeamiento, diseño, operación y mantenimiento de obras que requieren excavación como el corte para construir carreteras, terraplén en presas, tajos en apertura de túneles y otros.

Es de suma importancia que se conozca los diversos métodos de análisis de estabilidad y características de la geometría de talud, estratigrafía, superficie deslizante y mecanismos que los originan. Las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención y control.

II. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 PRESAS

2.1.1 Concepto

Alunni J. (2012) define que, una presa es una barrera artificial para detener, acopiar o encausar el agua, construido generalmente transversal a la corriente de un río. La represa o presa consta de una barrera de hormigón, piedra u otro material, que se construye sobre un río, arroyo o canal para embalsar el agua en su cauce, luego esta agua embalsada puede derivarse a canalizaciones de riego o aprovecharse para la producción de energía mecánica o eléctrica.

Guevara A. (1989) define que, una represa es posible distinguir entre el embalse (el volumen de agua retenido), los taludes (que limitan el cuerpo de la represa), las compuertas (los dispositivos mecánicos que permiten regular el caudal de agua), el vertedero (donde reposa el excedente de agua cuando la represa está llena) y las esclusas (que facilitan la navegación a través de la represa), entre otros elementos.

Ahedo y Rutilio (2003) mencionan que, una presa de embalse es simplemente una pared que se coloca en un sitio determinado del cauce de una corriente natural con el objetivo de almacenar parte del caudal que transporta la corriente.

La pared debe ser diseñada para que soporte las fuerzas hidrostáticas de presión del agua, otros, y para que impida filtraciones a lo largo de la estructura. El agua almacenada o embalsada se llama embalse.

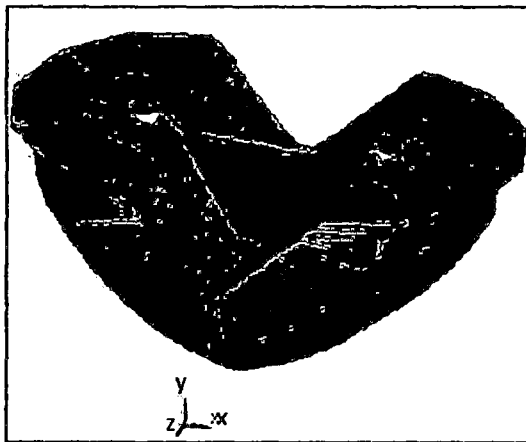


Fig. N°2.1 Presa vista en 3D

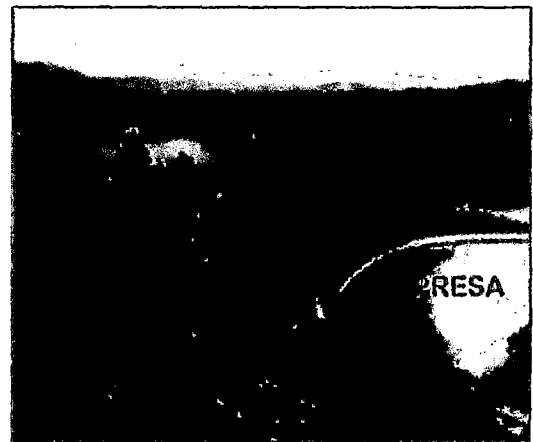


Fig. N°2.2 Presa y Embalse

2.1.2 Clasificación de presas:

A. Según su función

Guevara A. (1989) menciona que, la clasificación según su función:

- a. **Presas de derivación**, sirven para elevar el nivel del agua y hacer posible su derivación. Para derivar una corriente de agua.
- b. **Presas de embalse**, tienen principalmente el objeto de almacenamiento de agua, obtener la energía.

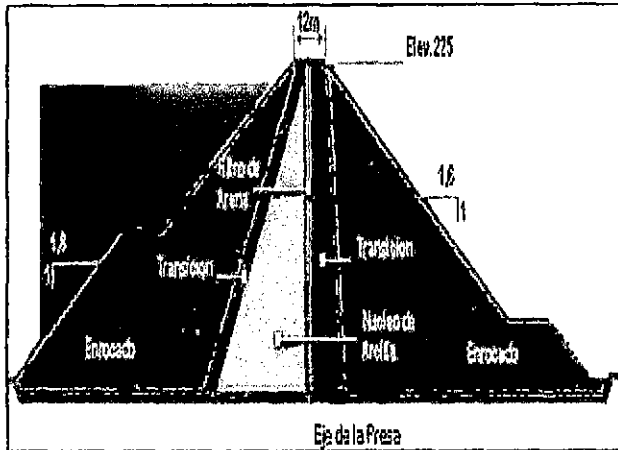


Fig. N°2.3 Sección de presas de embalse

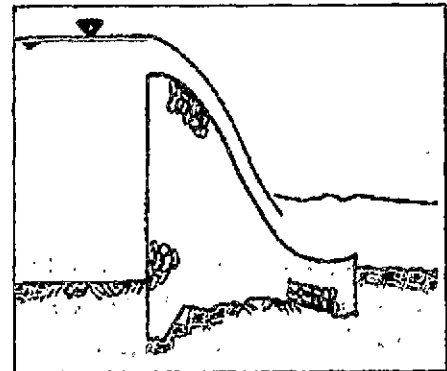


Fig. N°2.4 Presa de derivación

a. Según la altura de presión creada por la presa

Guevara A. (1989) define que, la clasificación según la altura de presión:

b.1 Presa altas

Las presas se pueden considerar altas si sobrepasan los 75 m de altura. La seguridad requerida por la presa adquiere más importancia a medida que aumenta su altura.

b.2 Presas intermedias

La presión actuante sobre las estructuras es media. Las presas tienen una altura comprendida entre 25 m y 75 m.

b.3 Presas bajas

Presas menores de 25 m pueden clasificarse como bajas. Una presa derivadora puede tener alrededor de tres metros de altura. El daño por la falla de una presa baja puede limitarse a la destrucción de la presa misma.

b. Según la forma de trabajo estructural y/o materiales que emplean en la construcción

Guevara A. (1989) define que, la clasificación según el material que se emplea en la construcción:

c.1 Presas rígidas

Las presas rígidas son básicamente construidas de concreto, se clasifica en:

- a. Presas masivas o actuando por gravedad.
- b. Presas de contrafuertes.
- c. Presas de arco o que transmiten las fuerzas lateralmente al cañón rocoso.
- d. Presas de gravedad aligerada.

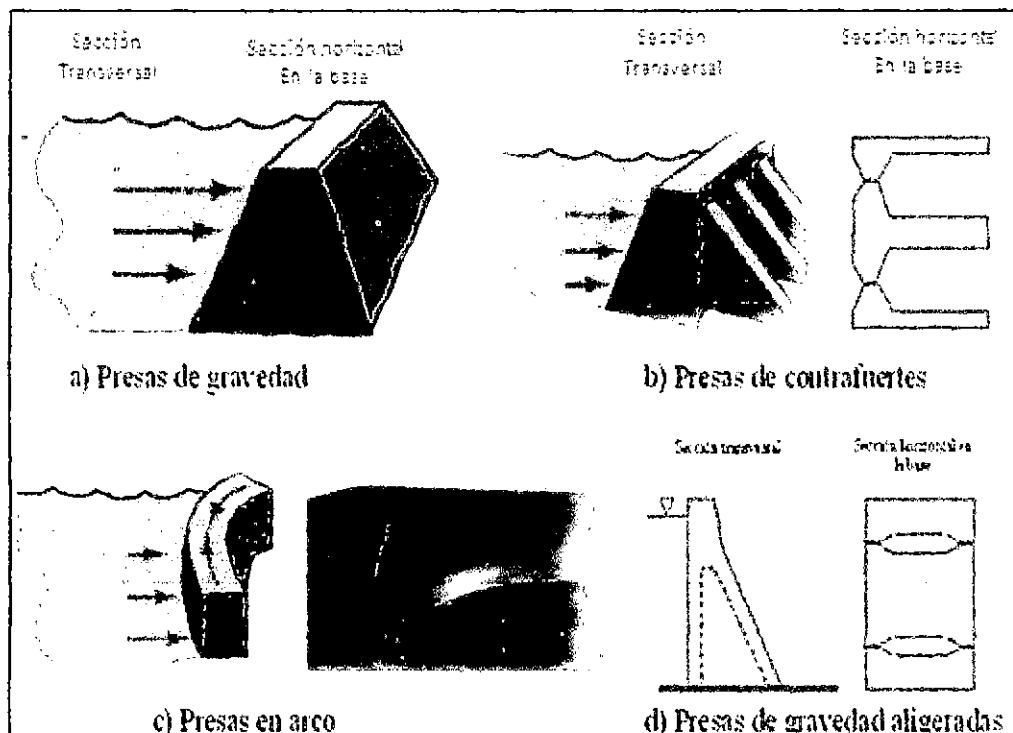


Fig. N°2.5 Ejemplo de presas rígidas

c.2 Presas flexibles

Las presas flexibles son rellenos de suelos y/o enrocado. Su sección transversal es un trapecio contenido de los taludes del terraplén de acuerdo a las condiciones de estabilidad del material que lo conforma.

- **Presas de tierra**, es un terraplén bien compactado con un núcleo central impermeable. Es importante tener en cuenta las filtraciones que es el pasaje del agua a través de los espacios vacíos del suelo y puede provocar lavado de suelo, como consecuencia sifonamiento y erosión interna en la presa.

- **Presas de enrocado.**- La presa de enrocado tiene dos componentes estructurales básicos: una membrana impermeable y un terraplén que soporta a la membrana. El dique generalmente consiste en una sección aguas arriba de piedra seca o mampostería y una sección aguas abajo de enrocado suelto. La membrana es denominada núcleo de un elemento impermeable arcilla compacta, impermeabilizado de concreto esbelto o geomembrana (PVC o HDP) aguas arriba.

Esquema de presas flexibles:

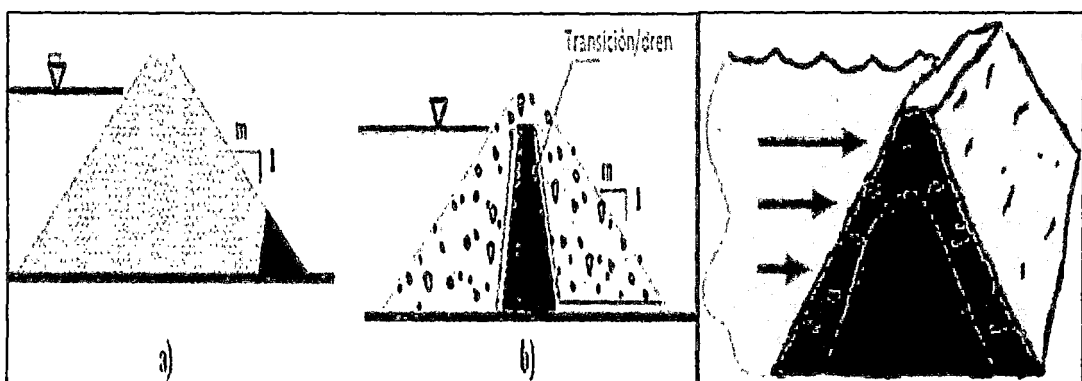


Fig. N°2.6 a) Presa de tierra con dren de pata. b) Presa de enrocado con núcleo impermeable.

c. Según la disposición en planta de la presa

El eje de la presa en planta puede ser recto, quebrado, o curvo. El alineamiento está definido por las condiciones geológicas que obligan a colocar la presa sobre las rocas o suelos que den apoyo más seguro y por las condiciones topográficas.

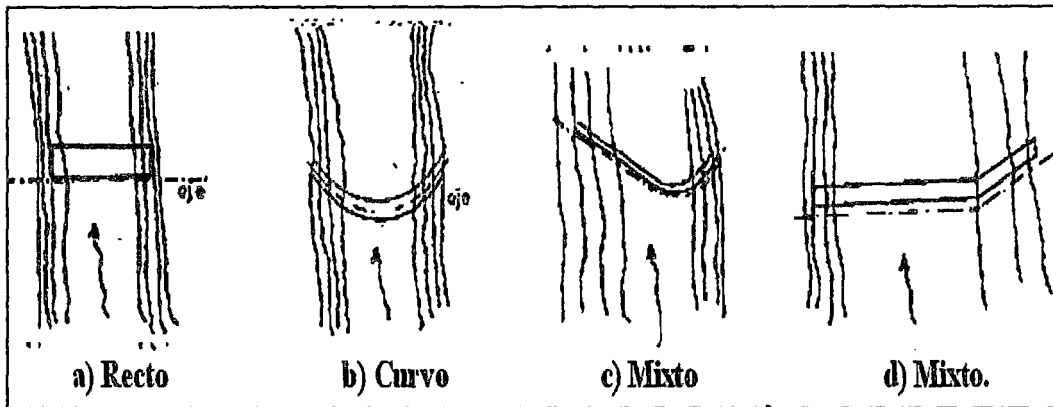


Fig. N°2.7 Posibles ejes de presas

2.1.3 Utilidades del embalse

- a. **Riego.**- Para ello se utiliza una presa de derivación con un vertedero que regule los niveles de agua en épocas de crecida, para que el agua excedente escape por el vertedero y no afecte a los cultivos. Ejemplo: la presa de Asuán en Egipto.
- b. **Suministro de agua.**- Generalmente son de grandes dimensiones y cuando están alejadas de las ciudades se recurre a canales o tuberías para transportar las aguas hasta la ciudad. Ejemplo: la ciudad de Huamanga se abastece de agua de la represa Cuchoquesera a 80Km de distancia.
- c. **Generación de energía hidroeléctrica.**- Se utiliza la fuerza hidráulica generada por el agua debido a los desniveles creados por la presa para el accionamiento de turbinas que mediante un generador proporcionan energía hidroeléctrica.

- d. Control de inundaciones, control de sedimentos.
- e. Para navegación, recreación, pesca, actividades deportivas.
- f. Usos múltiples.

Se muestra la figura N° 2.8 y N° 2.9 utilidades del embalse.

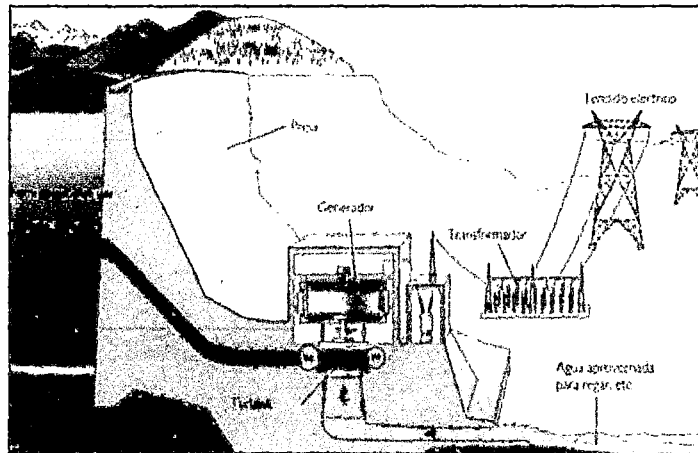


Fig. N°2.8 Generación de energía eléctrica

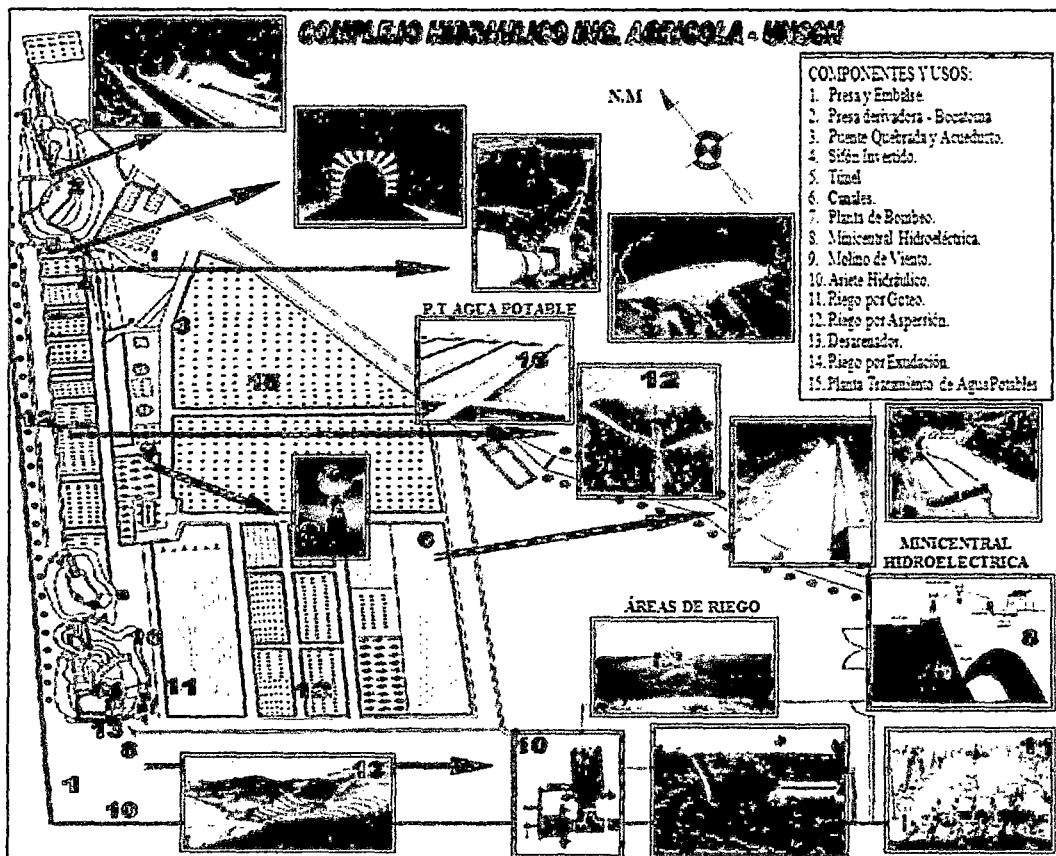


Fig. N°2.9 Componentes y utilidades múltiples del embalse

2.2 ESTABILIDAD DE TALUD

2.2.1 TEORÍA DE ESTABILIDAD

Herrera R. (2000) define que, es la teoría que estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería, siendo un aspecto directamente relacionado con la geotecnia. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

- Razones geológicas, laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático, situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería, rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.

Juárez B (1961) define que, un movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Por lo tanto, las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican necesariamente que la masa sea inestable. La inestabilidad se produce como resultado de la falla de esfuerzo de corte en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento.

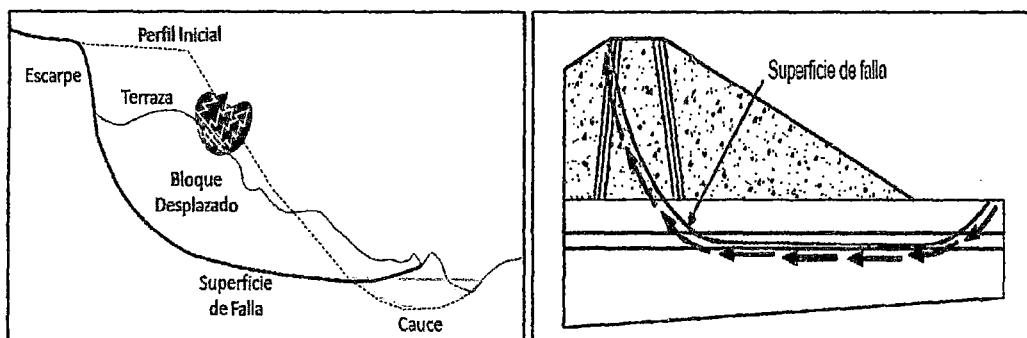


Figura N° 2.10 Superficies de falla en talud

2.2.2 CONCEPTUALIZACION

Horacio B (2006) define que, la estabilidad de los taludes de una presa, se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes ya que la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte.

El análisis de estabilidad de la presa consiste en determinar la estabilidad de sus taludes aguas arriba y aguas abajo, se produce por unidad de longitud de talud. Este es un proceso de tanteos en que se suponen diferentes condiciones de carga a que puede estar sometida la presa:

-Las fuerzas que producen el movimiento de la masa que constituye el talud son: Fuerzas de gravedad, fuerzas sísmicas, acción del oleaje, del hielo y sobrecargas.

-Las fuerzas que se oponen al movimiento son las debidas a los parámetros de resistencia del suelo que constituye el terraplén: cohesión y fricción interna del material.

-La situación más crítica para el talud aguas arriba es el desembalse rápido que sigue a un largo periodo de niveles altos en el embalse, y para el talud aguas abajo es la máxima saturación del terraplén cuando el embalse está lleno. La resistencia al esfuerzo cortante se obtiene por la ecuación de Coulomb:

En presiones efectivas:

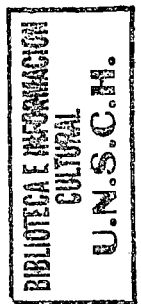
$$\tau = C' + \bar{\sigma} \tan \phi' \dots\dots\dots 2.1$$

Dónde:

τ = esfuerzo cortante.

C = cohesión.

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo efectivo total normal a la superficie potencial de deslizamiento.



ϕ = ángulo de fricción interna.

$$\bar{\sigma} = \sigma + \mu \dots\dots\dots 2.2$$

Dónde:

σ = esfuerzo total normal a la superficie potencial de deslizamiento.

μ = presión del agua en los poros, determinada por medio de piezómetros, red de lujo, teorías de consolidación.

Las anteriores ecuaciones indican que la resistencia al esfuerzo cortante se reduce por la presencia del agua. En un principio las cargas son absorbidas por el agua pero si se da tiempo a que el material consolide, la presión de poro se disipa y empieza a actuar el suelo.

El análisis de estabilidad se puede realizar considerando esfuerzos efectivos o totales.

El análisis de las presiones efectivas se usa para chequear el comportamiento a largo plazo de la presa dando lugar a que el exceso de presión de poros se disipe. Se tienen en cuenta ϕ y C' .

El análisis de presiones totales se usa para cargas aplicadas súbitamente siempre y cuando:

- ✓ El llenado del terraplén se hace sobre suelo impermeable saturado.
- ✓ Después de un desembalse rápido en suelos impermeables saturados
- ✓ Después de una excavación en suelos impermeables saturados.

Si el suelo es permeable, el agua sale y la presión de poros se disipa rápidamente. El análisis por presiones totales se aplica más a suelos impermeables por lo que se puede asumir: $\phi = 0$ y $\tau = C$.

2.2.3 NOMENCLATURA DE UN TALUD Y LADERAS

Suarez D. (2001) define que, un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente. Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua, cambios en resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

Los taludes se agrupan en tres categorías generales: terraplenes, cortes de ladera natural y los muros de contención. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

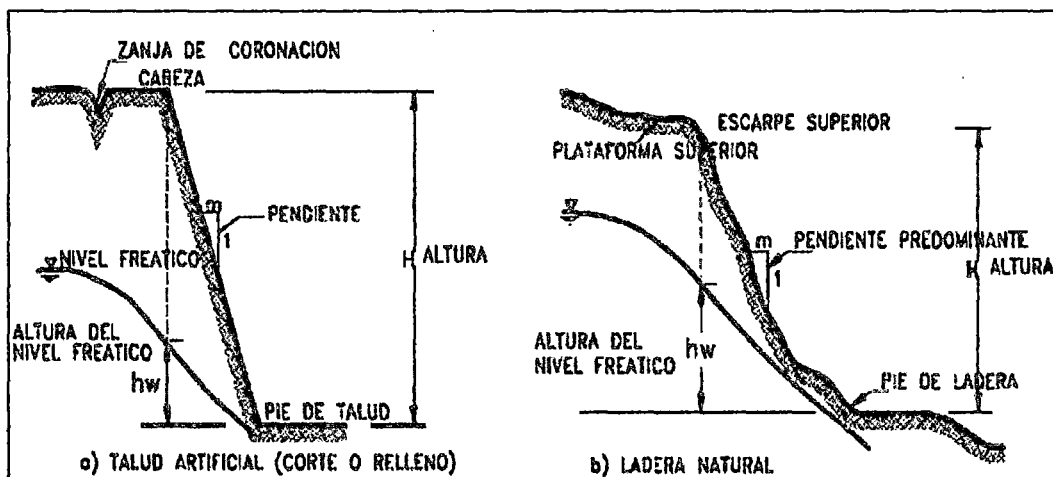


Fig. N° 2.11 Nomenclatura de taludes y laderas

2.2.4 NOMENCLATURA DE LOS PROCESOS DE MOVIMIENTO

Suarez D. (2001) define que, los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural (relleno), o una combinación de ellos. Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre (deslizamientos), movimientos de masa,

erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo. En la figura 2.12, se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes, cuya nomenclatura se indica:

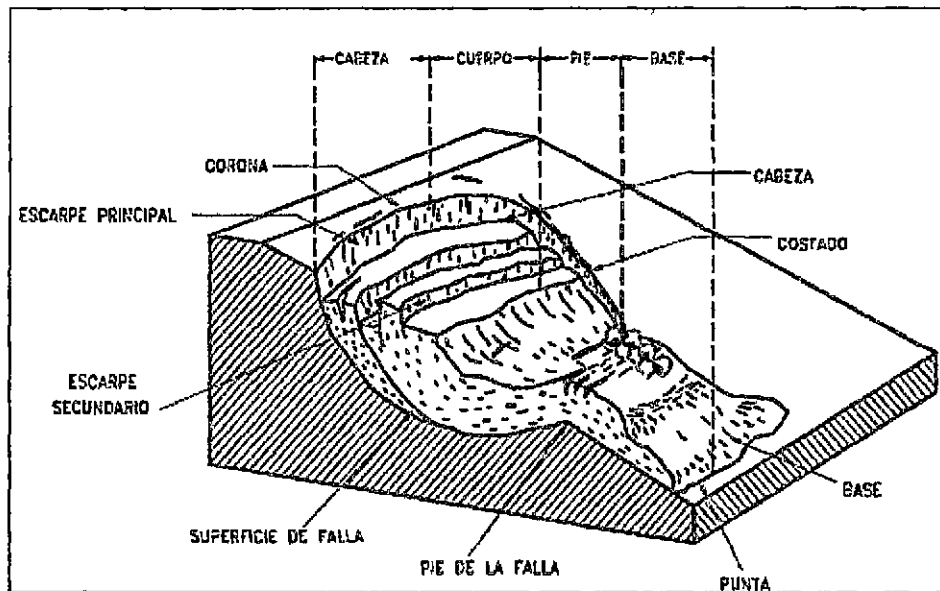


Figura N° 2.12 Nomenclatura de un deslizamiento

a. Escarpe principal

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

b. Escarpe secundario

Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

c. Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta definida en los taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

d. Cabeza.- Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

e. Cima.- Es el punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

f. Corona.- Es el material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterada y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

g. Superficie de falla.- Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

h. Pie de la superficie de falla.- Es la línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

i. Base.- Es el área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

j. Punta o uña.- Es el punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

k. Costado o flanco.- Un lado (perfil lateral) del movimiento.

l. Superficie original del terreno.- Es la superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

m. Derecha e izquierda.- Describir un deslizamiento se usa la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.2.5 ETAPAS DE UN PROCESO DE FALLA

Suarez D (2001) define que, la mecánica de suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio Mohr-Coulumb, Se

atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que esta depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla. El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales, constituye un paso previo imprescindible para intentar utilizar aplicación de la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de las obras civiles.

La clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

En este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

2.2.5.1 Procesos de deterioro o antes de la falla

Nicholson y Hencher (1997) mencionan que, los procesos de deterioro comprenden la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Cuando un talud se corta, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La clasificación de los modos comunes de deterioro son los siguientes:

a. Caída de granos

Nicholson y Hencher (1997) define que, consiste en la caída de granos individuales de la masa de roca con desintegración física a granos como pre requisito. Depende de la resistencia de las uniones intergranulares y las micro grietas relacionadas con los granos. Causa un debilitamiento general del material de roca. No representa una amenaza en sí misma pero puede conducir a la pérdida de soporte y subsecuente colapso en pequeña escala. Los finos pueden sedimentarse y producir depósitos dentro de las estructuras de drenaje.

b. Descascaramiento.- Caída de cáscaras de material de la masa de roca, las cáscaras tienen forma de láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones.

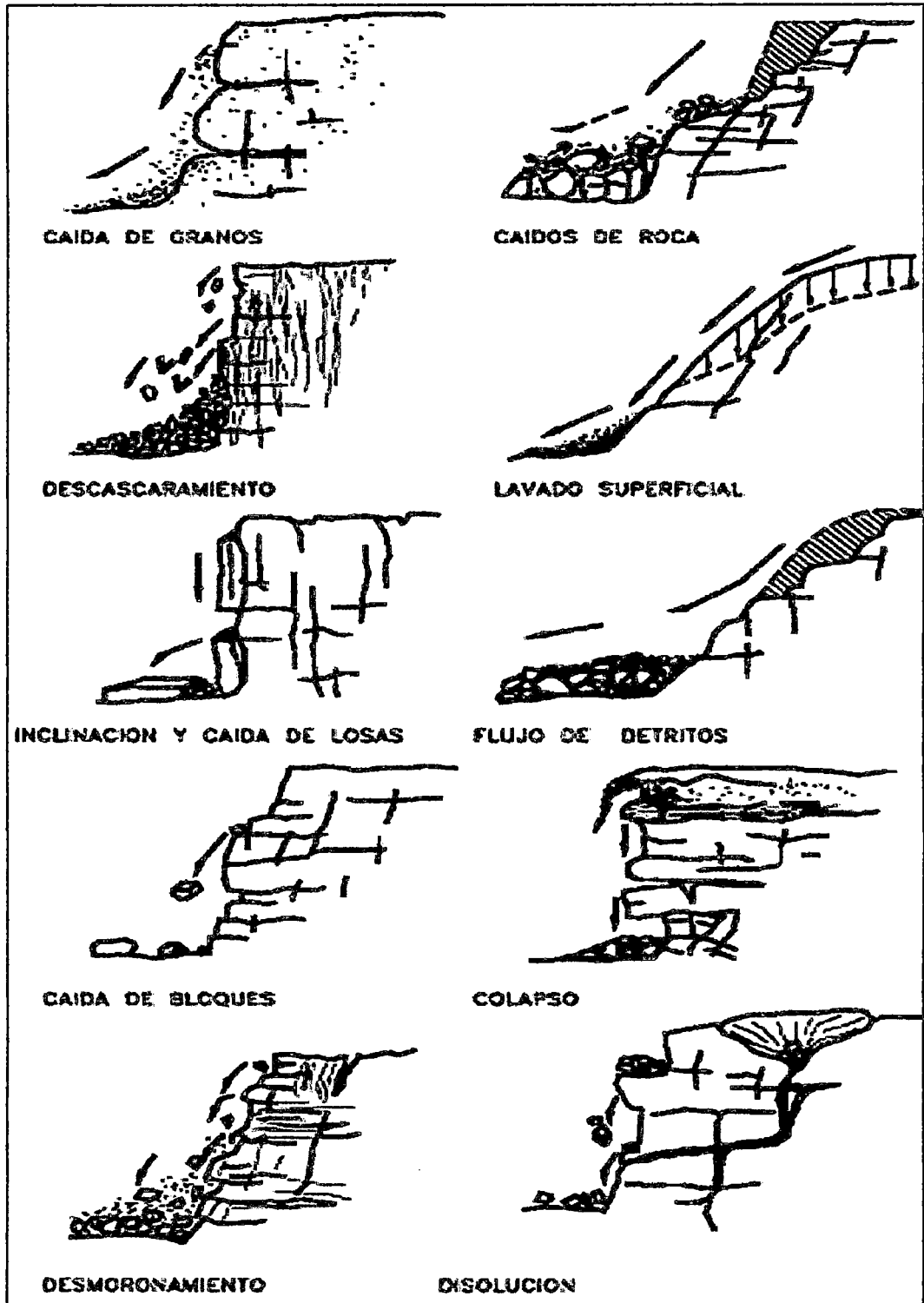


Figura N° 2.13 Procesos de deterioros en macizo rocoso de taludes

c. Formación, inclinación y caída de losas de roca

Nicholson y Hencher (1997) mencionan que, se forman prismas o pequeñas placas con dimensión mínima de 50 mm, pudiendo existir deslizamiento y rotación o pandeo. Generalmente, las fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud son pre requisito para su ocurrencia, seguidas por la pérdida de soporte. Pueden caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, causando daño a los canales de drenaje, cercas, pavimentos o puede crear taludes negativos. Las inclinaciones pueden considerarse como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud.

d. Caídos de bloques

Nicholson y Hencher (1997) mencionan que, pueden caer por gravedad, en forma ocasional bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud.

La amenaza es difícil de predecir debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques grandes pueden causar daño estructural. En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden caminar grandes distancias.

e. Desmoronamiento del talud

El desmoronamiento general del talud produce la caída de bloques de diversas dimensiones en forma semicontinua. Puede causar una amenaza significativa y crear grandes acumulaciones de detritos en el pie del talud.

f. Caídos de roca

La caída de muchos bloques de roca “en un solo evento” requiere que haya ocurrido un debilitamiento de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la ausencia de soporte lateral. El volumen de la falla depende de los diversos planos de discontinuidad y puede cubrir en un solo momento varios planos (falla en escalera).

g. Lavado superficial o erosión

Nicholson y Hencher (1997) definen que, la erosión es el desprendimiento, transporte y deposición de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas.

Las gotas de lluvia pueden contribuir al desprendimiento de las partículas o granos. Puede producir sedimentación de materiales en el pie del talud. Los procesos de erosión son muy comunes en suelos residuales poco cementados o en suelos aluviales, especialmente, los compuestos por limos y arenas finas.

- **Erosión Laminar.**- El proceso de erosión laminar se inicia por el impacto de las gotas de agua lluvia contra la superficie del suelo, complementada por la fuerza de la escorrentía produciendo un lavado de la superficie del terreno como un todo, sin formar canales definidos. Al caer las gotas de lluvia levantan las partículas de suelo y las reparten sobre la superficie del terreno. La velocidad de las gotas de lluvia puede alcanzar valores hasta de 10 metros por segundo y su efecto es muy grande sobre las superficies de talud expuestos y sin cobertura vegetal.

- **Erosión en surcos.**- Los surcos de erosión se forman por la concentración del flujo del agua en caminos preferenciales, arrastrando las partículas y dejando canales de poca profundidad generalmente, paralelos. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie de un talud y a su paso va levantando y arrastrando partículas de suelo, formando surcos (rills). Los surcos forman una compleja micro red de drenaje donde un surco al profundizarse va capturando los vecinos, formando surcos de mayor tamaño, los cuales a su vez se profundizan o amplían formando cárcavas en forma de V que pueden transformarse a forma de U.

- **Erosión en Cárcavas.**- Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad, que facilita el

avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masas de material en los taludes de pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.

Las cárcavas inicialmente tienen una sección en V pero al encontrar un material más resistente o interceptar el nivel freático se extiende lateralmente, tomando forma en U (Figura 2.13).

- **Erosión interna (Piping).**- El agua al fluir por ductos concentrados dentro del suelo produce erosión interna, la cual da origen a derrumbamientos o colapsos que pueden generar un hundimiento del terreno o la formación de una cárcava.

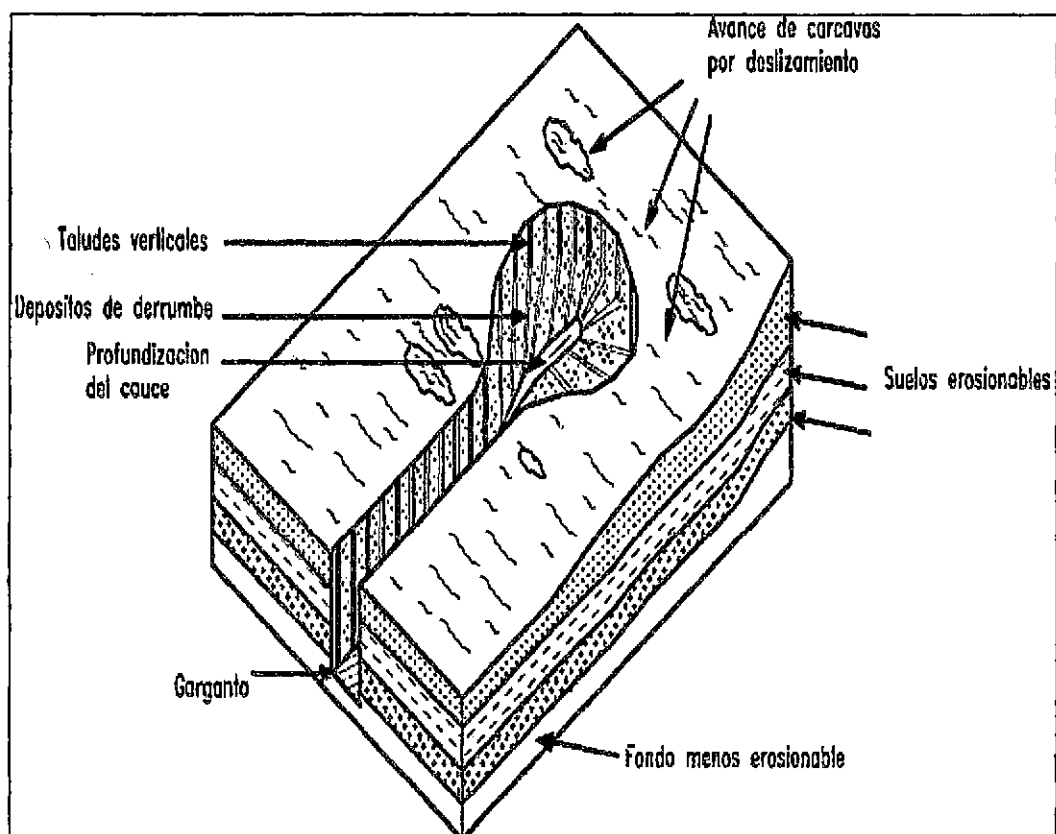


Figura N° 2.14 Esquema general de cárcava de erosión

- **Erosión por afloramiento de agua.**- Un caso de erosión puede ocurrir en los sitios de afloramiento de agua, formando pequeñas cavernas y/o taludes negativos, los cuales a su vez pueden producir desprendimientos de masas de suelo.

h. Flujo de detritos.- El desprendimiento y transporte de partículas gruesas y finas en una matriz de agua y granos en forma de flujo seco o saturado. Los flujos de detritos son impredecibles, mueven grandes volúmenes de material y pueden crear una amenaza moderada a alta.

i. Colapso.- Bloques independientes de gran tamaño colapsan debido a la falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques es de más de 500 mm e incluyen los taludes negativos (overhangs). Representa una escala grande de amenaza, de acuerdo a su tamaño y potencial de colapso.

j. Disolución.- La disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas. Puede producir cavidades internas que podrían colapsar.

k. Expansión y contracción.-En los suelos arcillosos se producen cambios de volumen por cambios de humedad asociados con el potencial de succión del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante. Se puede disminuir evitando los cambios de humedad o disminuyendo el potencial de expansión utilizando procedimientos físicos y químicos.

l. Agrietamiento cosísmico.- Los eventos sísmicos pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales rígidos y frágiles. Los agrietamientos cosísmicos debilitan la masa de talud y generan superficies preferenciales de falla. El agrietamiento cosísmico es menor cuando existe buen refuerzo sub superficial con raíces de la cobertura vegetal.

m. Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga.- Los materiales al estar sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo en una especie de fatiga de los materiales de suelo o roca. Estas deformaciones se pueden evitar

disminuyendo los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo.

n. Agrietamiento por tensión.- La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de esfuerzos relativamente pequeños, (especialmente arriba de la cabeza de los taludes y laderas), puede producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla.

2.2.5.2 Etapa de falla

Varnes (1978) define que, la clasificación de los movimientos en masa se presenta el sistema, el cual tipifica los principales tipos de movimiento. Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro previos a un deslizamiento y es difícil identificar cuando son procesos de deterioro y cuando son componentes principales del movimiento del talud.

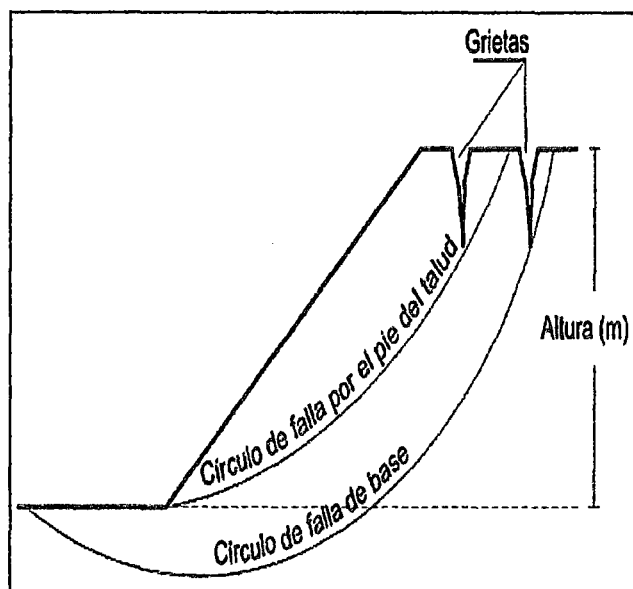


Figura N° 2.15 Círculos de falla en talud

a. Caída

Varnes (1978) define que, los caídos es una masa de cualquier tamaño que se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.

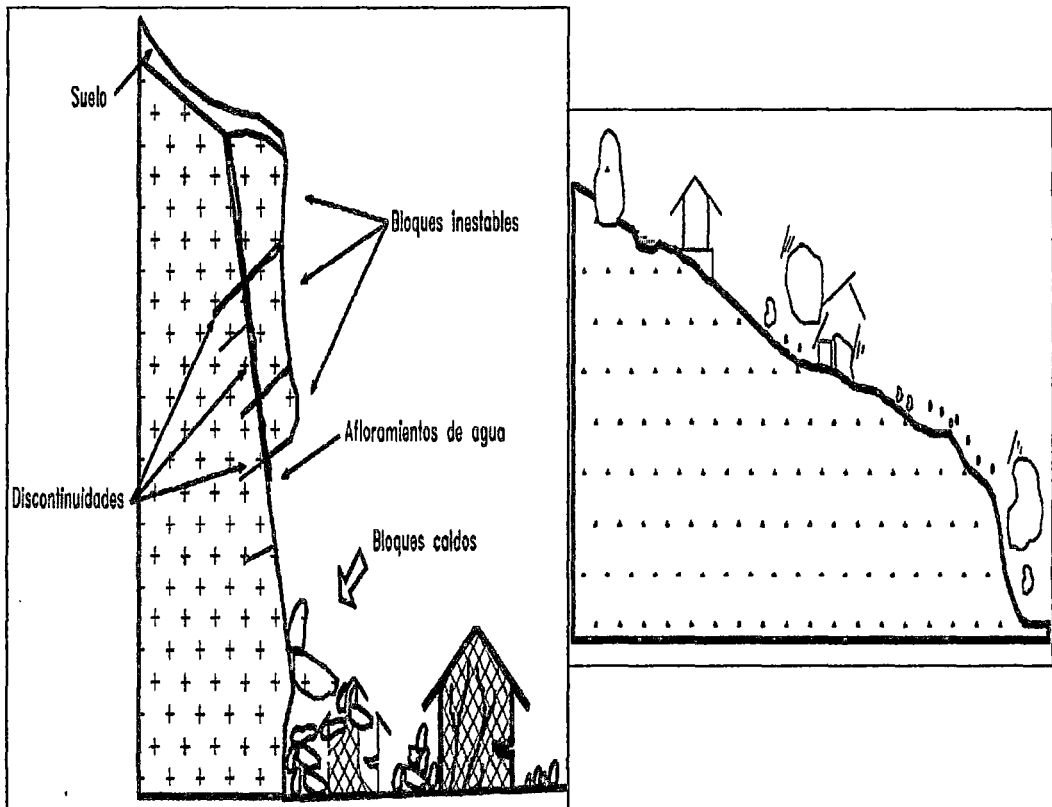


Figura N°2.16 Desprendimiento de bloques de roca de talud

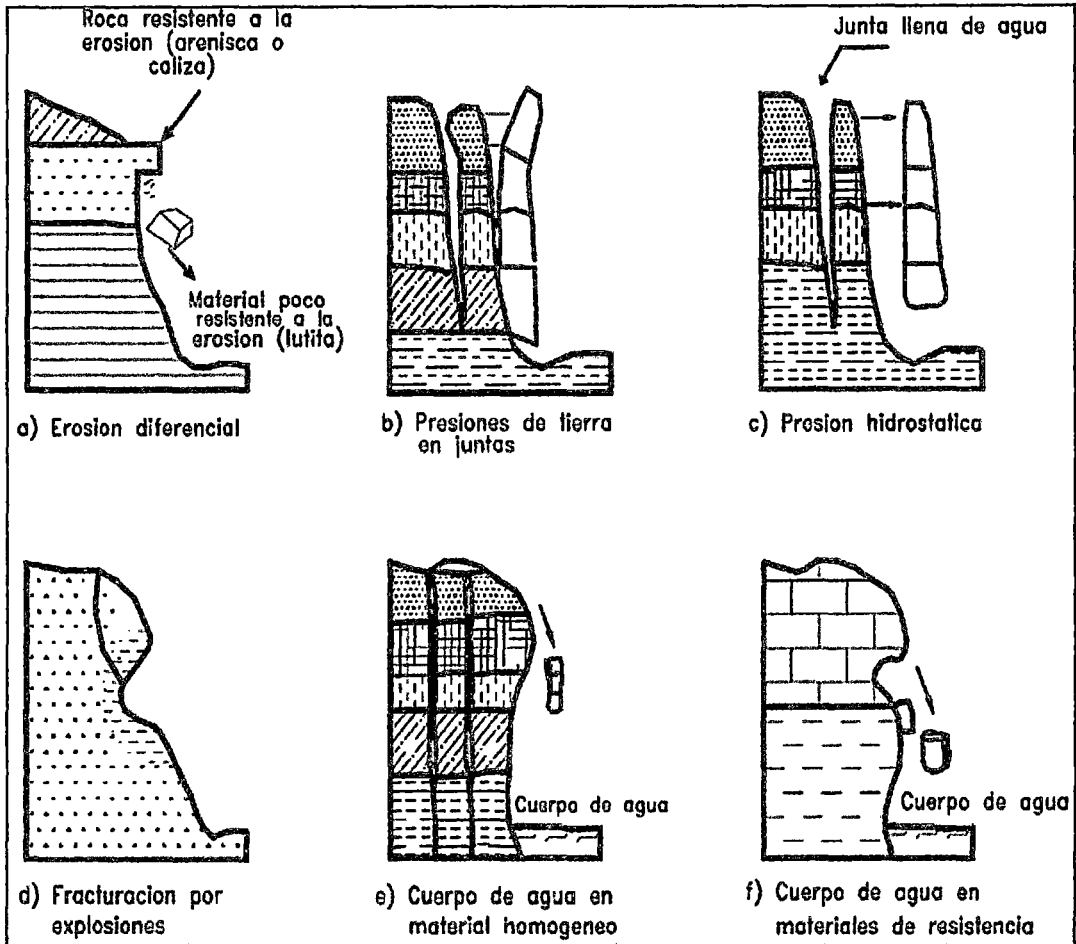


Figura 2.17 Caída de bloque de rocas por diferentes mecanismos

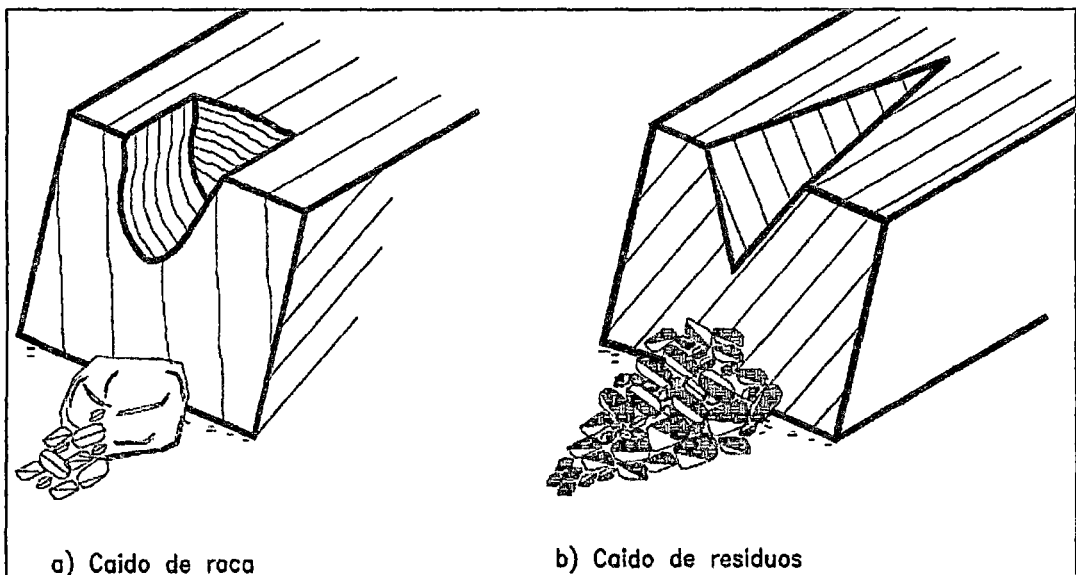


Figura N° 2.18 Caída de rocas y residuos

b. Inclinación o volteo

Izquierdo S. (2001) define en su libro "Cuestiones de Geotecnia y Cimentaciones" se refiere sobre los vuelcos: Que se manifiestan por la rotación, traducida en rotura a flexión de unidades columnares o de bloques bajo la acción de la gravedad, de los empujes de los elementos superiores o del agua. (Figura 2.18).

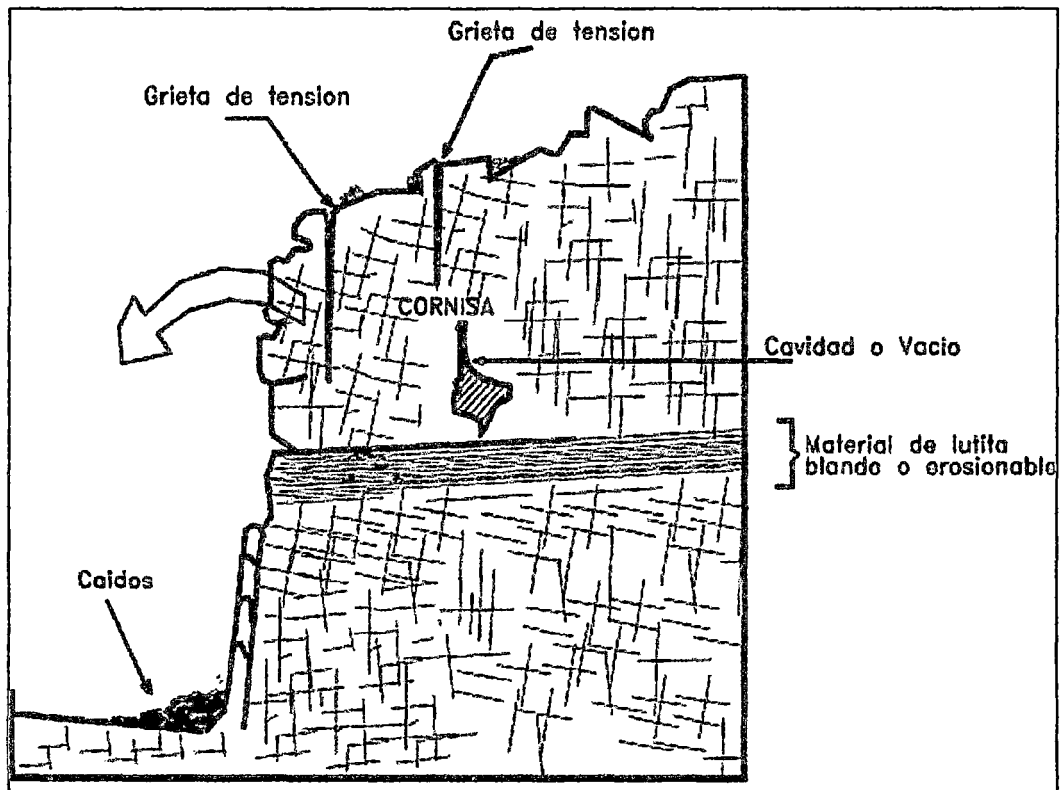


Figura N° 2.19 Volteo o inclinación en materiales residuales

Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos. Dependiendo de las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes. Las inclinaciones pueden variar de extremadamente

lentas a extremadamente rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación.

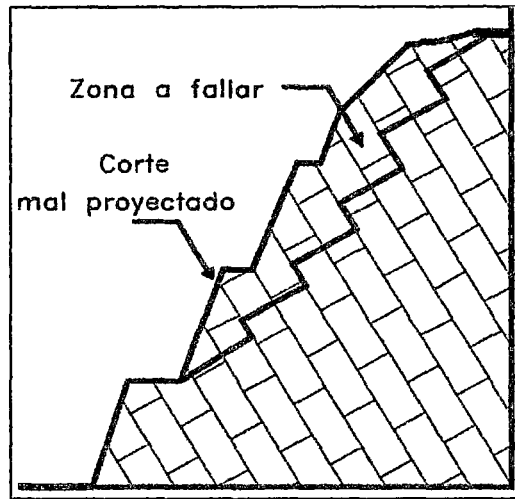


Figura N° 2.20 Zona de falla al volteo

c. Reptación

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento que afecta a grandes áreas de terreno. Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos y deslizamientos.

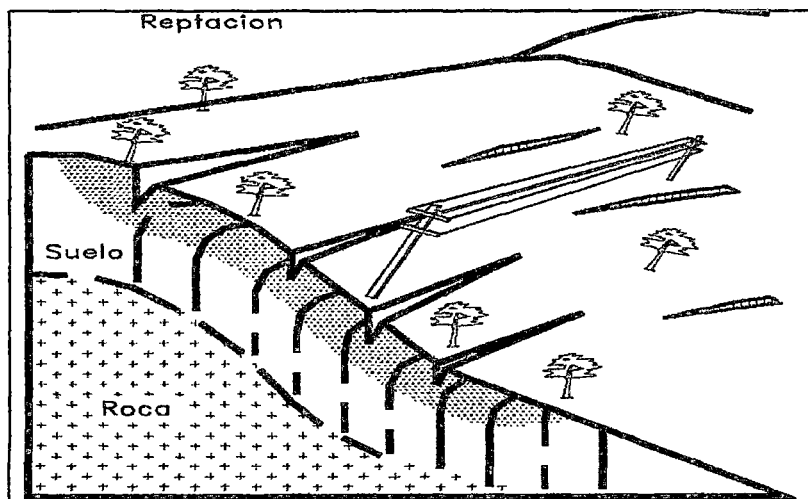


Figura N° 2.21 Proceso de reptación

d. Deslizamiento

Crespo V (2004) define en su libro “Mecánica de suelos y Cimentaciones” que una falla por deslizamiento, ocurre cuando el material que forma los paramentos de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla consiste en el deslizamiento de una parte de dicho paramento a lo largo de la superficie que puede aflorar al pie de talud y puede extenderse por debajo del corte y aflorar a una cierta distancia del talud.

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente dentro de una zona relativamente delgada (Figura indicada). El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda, la que sería, la superficie de falla.

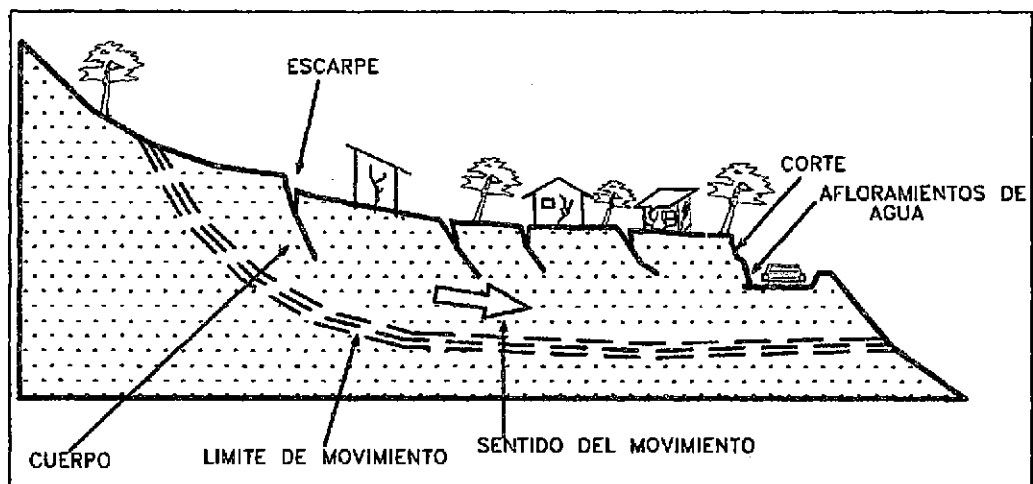


Figura N° 2.22 Deslizamiento en suelos blandos

Los deslizamientos se pueden a su vez dividir en dos subtipos denominados deslizamientos rotacionales y translacionales o planares.

- **Deslizamiento Rotacional.**- En un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Figura N° 2.23).

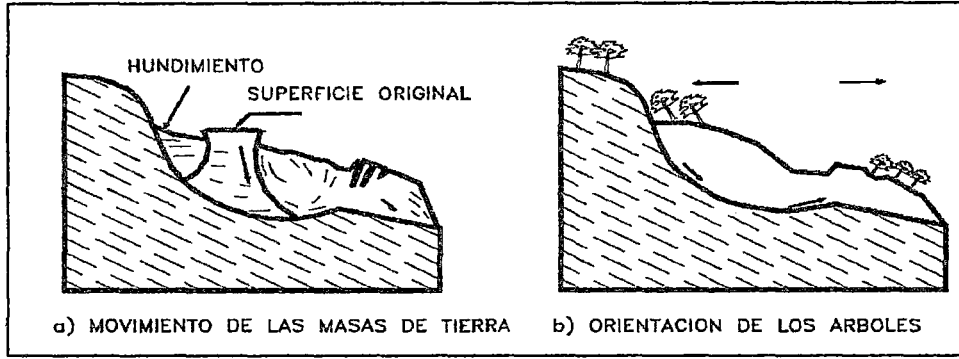


Figura N° 2.23 Deslizamiento rotacional típico

El deslizamiento posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento generándose comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento. En muchos deslizamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de “cuchara”. Frecuentemente la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades, juntas y planos de estratificación.

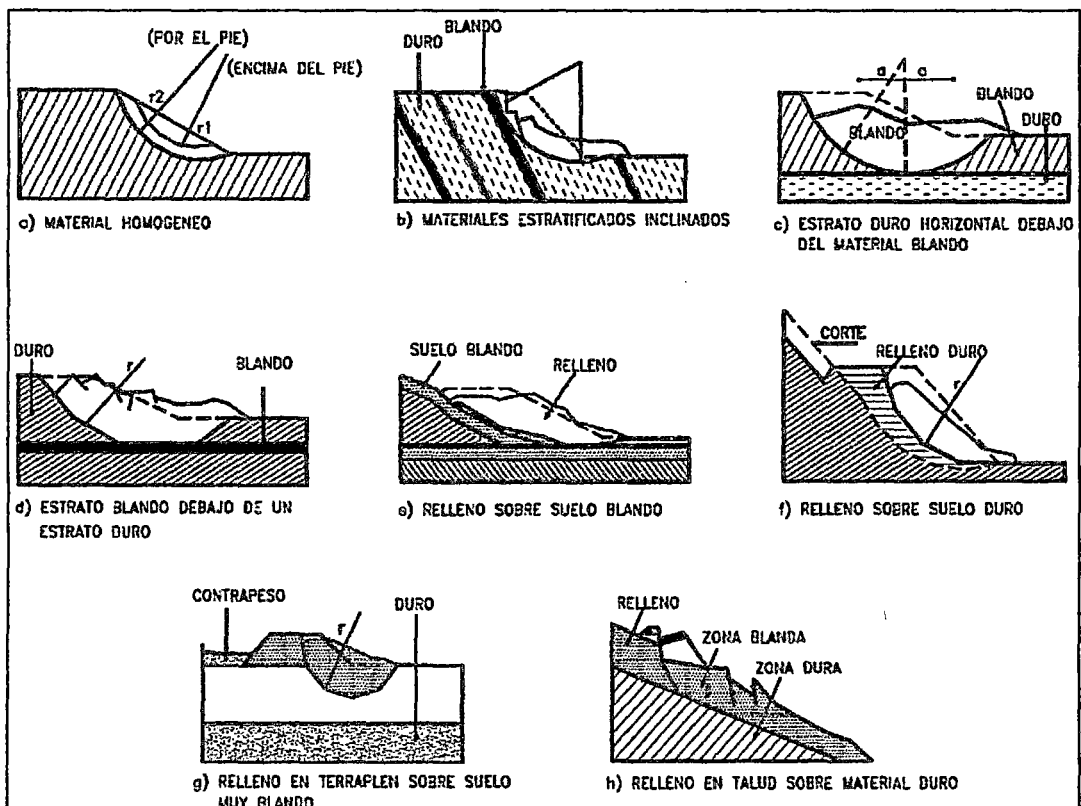


Figura N° 2.24 Efectos de la estructura en la formación de deslizamiento

- **Deslizamiento de traslación.**- En el deslizamiento de traslación el movimiento de la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo.

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies de debilidad tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización que corresponden en términos cuantitativos a cambios en la resistencia al corte de los materiales por el contacto entre la roca y materiales blandos o coluviones.

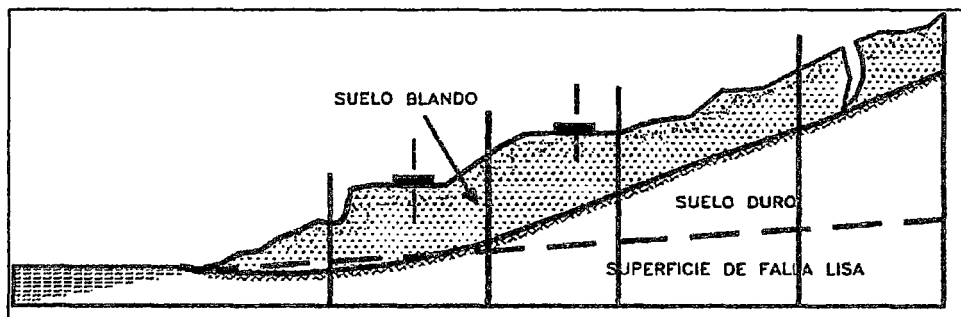


Figura N° 2.25 Deslizamiento de traslación

e. **Esparcimiento lateral**

En los esparcimientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y traslación sino también de flujo. Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La rata de movimiento es por lo general extremadamente lenta.

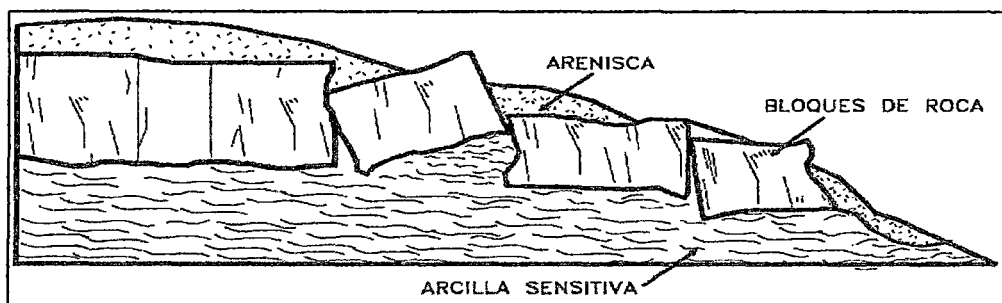


Figura N° 2.26 Esparcimiento lateral

f. Flujo

Izquierdo S. (2001) define en su libro "Cuestiones de Geotecnia y Cimentaciones" son movimientos que pueden producirse tanto en suelos como en rocas, por un incremento de humedad los suelos cohesivos pierden resistencia comportándose como un fluido (coladas de barro).

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo. La ocurrencia de los flujos simultáneamente en sitios diferentes, dentro de una misma formación en el momento de una determinada lluvia de gran intensidad o de un evento sísmico.

Los flujos pueden ser lentos o rápidos (Figura 2.27), así como secos o húmedos y los puede haber de roca, residuos de suelo.

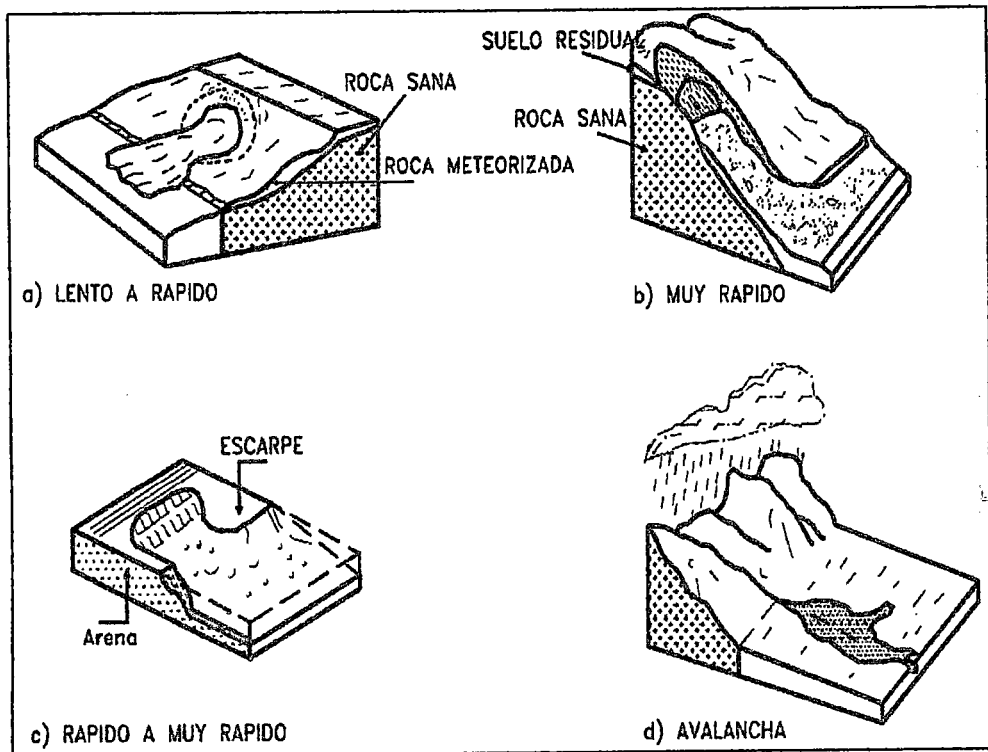


Figura N° 2.27 Flujos de diferentes velocidades

- **Flujo en roca.-** Izquierdo S (2001) define que, los movimientos de flujo en roca comprenden las deformaciones que se distribuyen a lo largo de muchas fracturas grandes y pequeñas. Este tipo de movimiento ocurre con mucha frecuencia en zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, especialmente en la cordillera de los Andes. Por la meteorización relacionando cambios de esfuerzos y lixiviación, ocasionados por la filtración momentánea del agua en las primeras horas después de una lluvia fuerte, las pendientes de estos taludes son comúnmente muy empinadas (más de 45°). Su ocurrencia es mayor en rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas.

- **Flujo de residuos (Detritos).-** Crespo V (2004) menciona que, un flujo de rocas termina en un residuo. Los materiales se van triturando por el mismo proceso de flujo y se puede observar una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento. El movimiento de los flujos de detritos puede ser activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea.

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores super impuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo.

- **Flujo de suelo.-** Los flujos de suelo también pueden ser secos y más lentos de acuerdo a la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia. En zonas de alta montaña y desérticas ocurren flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.

- **Flujos de lodo.-** Crespo V (2004) define que, un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente una zona de acumulación. El origen consiste en una serie de escarpes de falla o deslizamientos de rotación o

translación, el camino o canal es generalmente un área estrecha, recta o una serie de canales a través del cual fluye el material viscoso, el ancho, profundidad y pendiente del camino del flujo varía de acuerdo a las condiciones topográficas y morfológicas. Los flujos de lodo poseen fuerzas destructoras grandes que dependen de su caudal y velocidad.

g. Avalanchas

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo” (Figura N° 2.20). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados ó movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un pre requisito para que ocurran. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 50 metros por segundo en algunos casos.

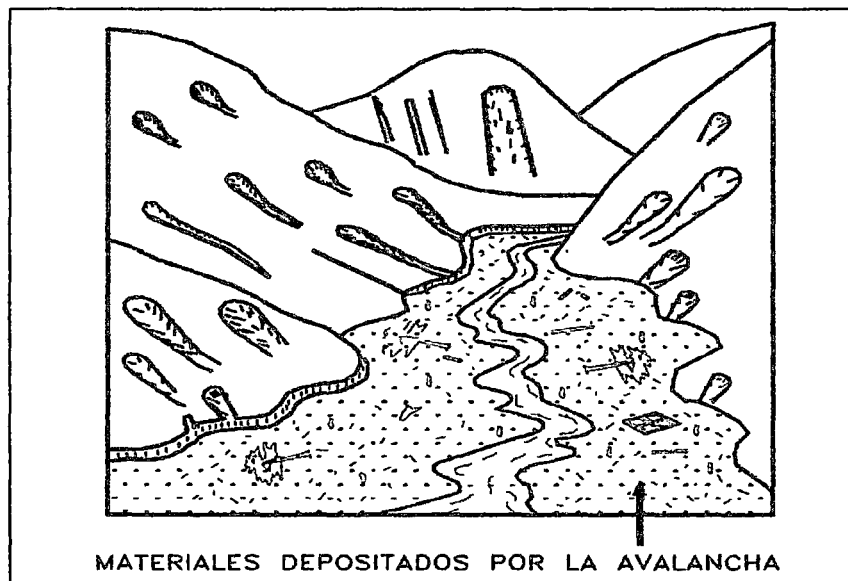


Figura N° 2.28 Avalancha en cauce de río

2.2.5.3 Etapa post- falla

Juárez B (1961) define en su libro “Fundamentos de Mecánica de Suelos” los movimientos post-falla son movimientos en los cuales la energía inicial es

máxima y va disminuyendo progresivamente. La energía del movimiento se disipa con el rompimiento, remoldeo o desaceleración por fricción del movimiento inicial. En el caso de un material perfectamente elastoplástico o dúctil, la energía potencial se disipa por fricción. La energía tiene tres componentes principales:

a. Energía Potencial

Juárez B. (1961) define que, la energía potencial se determina por las características geométricas y de localización del talud en el momento de la falla. Es importante determinar el valor de la energía potencial al final de la falla y su evolución posterior para poder predecir el comportamiento del movimiento. Esta energía potencial se convierte en energía cinética a medida que se produce aceleración del movimiento y esta energía cinética se disipa a otros tipos de energía al disminuirse la velocidad.

b. Energía Friccionante

Juárez B. (1961) define que, la energía friccionante depende del comportamiento esfuerzo - deformación del suelo. En la práctica la energía de fricción es difícil de evaluar debido a que se disipa no solamente a lo largo de una superficie de falla definida, sino a lo largo de esfuerzos de desplazamiento en una gran cantidad de superficies dentro de la masa deslizada.

c. Energía de Remoldeo o Desmoronamiento

Juárez B. (1961) define que, en suelos residuales no saturados y en rocas la energía de remoldeo disipa buena parte de la energía potencial ó cinética; sin embargo, en la literatura existe muy poca documentación sobre el tema. Se conoce que los flujos de roca y detritos alcanzan distancias superiores cuando no se desmoronan y frenan rápidamente en el caso de desmoronamiento.

2.2.6 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA INESTABILIDAD DE TALUD

Castañón P (2012) define que, la falla de un talud o ladera se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o a una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta variación, en general, es causada por efectos naturales y actividades humanas.

Almache S (2014) menciona que, dentro del medio geológico; factores como la gravedad, la meteorización que provoca el debilitamiento de los materiales con el paso del tiempo, y varios fenómenos ambientales y naturales han logrado que estos procesos sean riesgos geológicos en potencia que han cobrado vidas humana e incuantificables costos económicos.

Almache S (2014) define que, el movimiento de laderas está controlado por factores que son capaces de modificar tanto las fuerzas internas como las externas en un terreno. Son factores condicionantes (pasivos) los geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos, estos factores dependen de la propia naturaleza. Son desencadenantes (activos) todas las fuerzas externas sean estas temporales o fijas que actúan sobre el suelo, con frecuencia se atribuyen a factores como lluvias, terremotos, explosiones entre otros. La geometría del terreno (altura e inclinación) y la geología controlan la posibilidad de rotura y los modelos de inestabilidad.

2.2.6.1 Condiciones originales del talud (Susceptibilidad a los deslizamientos)

Almache S (2014) menciona que, la topografía, geología y características de los materiales y perfiles, condiciones ambientales generales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

a. Factores de deterioro (Modificación lenta de las condiciones originales)

El resultado es una disminución en la resistencia al cortante del material:

- Falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc.
- Descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, etc.
- Erosión interna o sifonamiento.- Los factores de deterioro pueden producir movimientos en el talud, los cuales en ocasiones pueden ser detectados por medio de métodos geoacústicos o por inclinómetros.

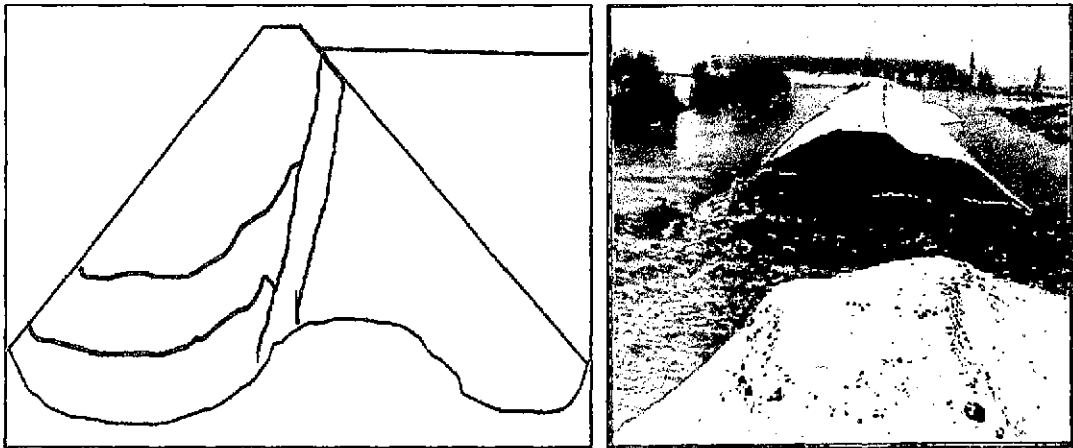


Figura N° 2.29 Turbificación (Erosión interna a través de grietas en el terraplén originados por asentamientos diferenciales)

b. Factores detonantes (Activación del movimiento)

El resultado es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

En el fenómeno de detonación actúan una serie compleja de procesos los cuales en ocasiones, se traslapan con los factores de deterioro:

❖ Procesos Geomorfológicos y físicos

- La tectónica y Neotectónica producen esfuerzos e inducen deformaciones, las cuales son muy difíciles de evaluar ó medir
- La erosión genera modifica la geometría del talud, esfuerzos a los que está sometido.
- La sedimentación.
- La lluvia, la cual produce modificaciones en la humedad y presión de poros afectando la resistencia del suelo.
- Las inundaciones, al producir saturación repentina, presiones de poro y erosión.
- Los sismos, los cuales pueden producir fracturación, remoldeo, aumento de presión de poros y consiguiente, disminución en la resistencia del suelo, licuación y generación de fuerzas de tipo dinámico sobre las masas de talud
- Las erupciones volcánicas, las cuales además del efecto vibratorio, generan cambios en temperatura y la disposición de materiales sobre el talud

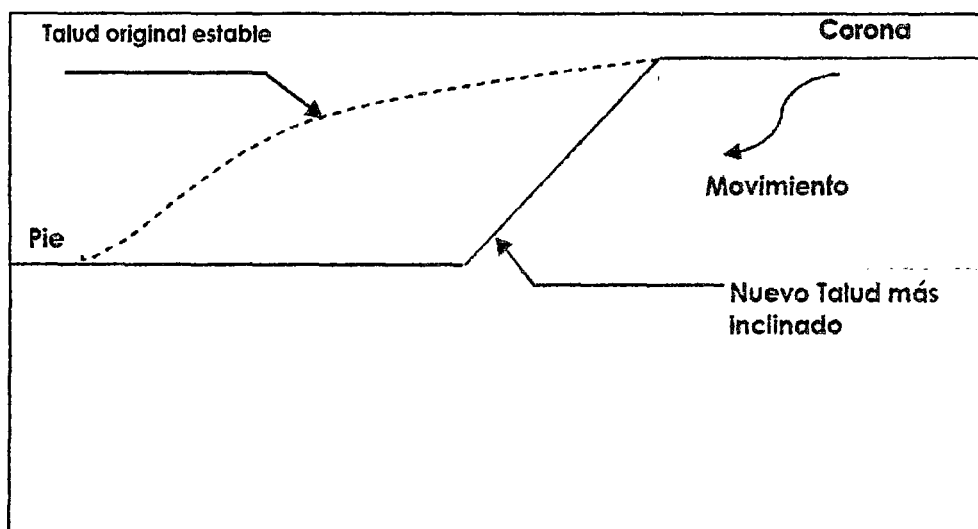


Figura N°2.30 Variación de la geometría de un talud por erosión

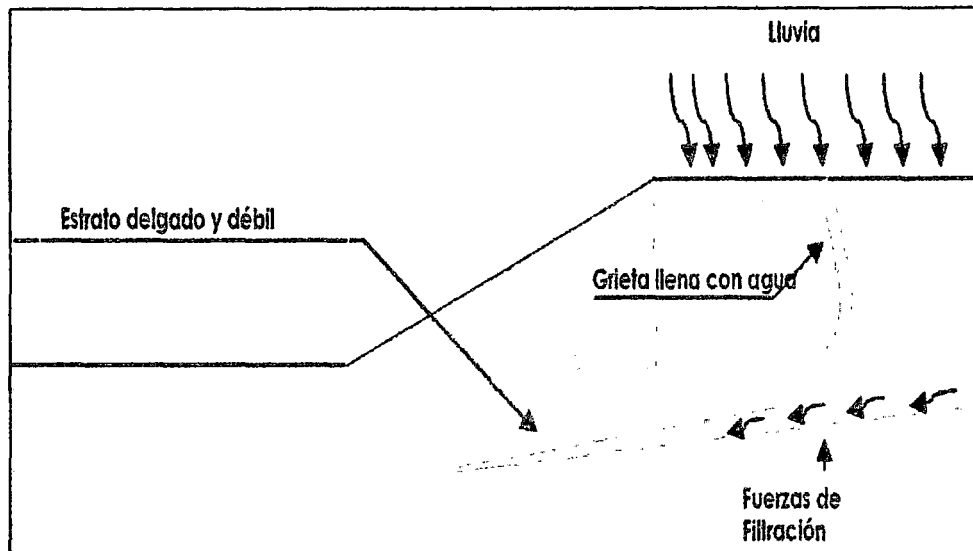


Figura N° 2.31 Talud sometido a lluvia

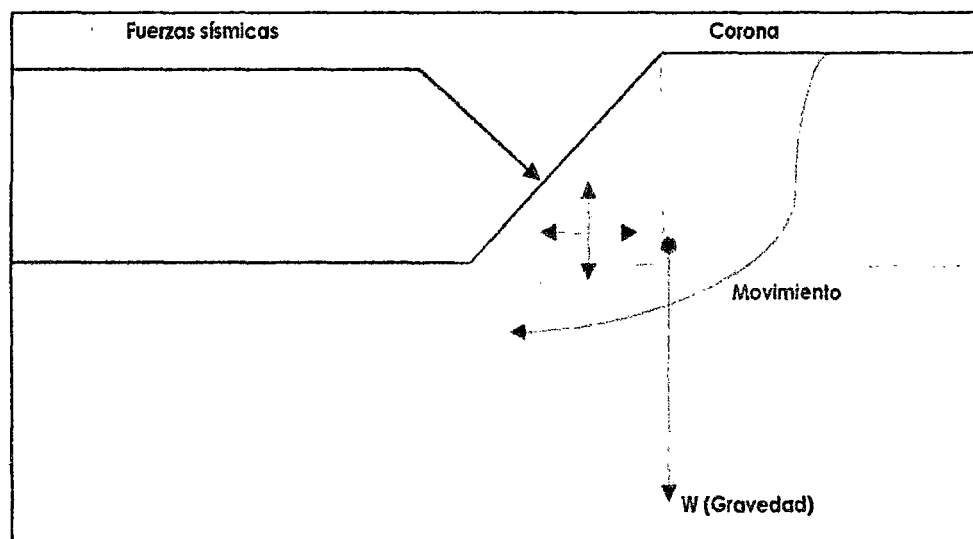


Figura N° 2.32 Fuerzas debidas a la gravedad y fuerza provocadas por sismos

❖ Procesos antrópicos

- Las excavaciones o cortes que modifican la topografía original del terreno.
- Las excavaciones subterráneas (túneles), las cuales afectan la estructura y condiciones de esfuerzos del suelo encima de ellos.
- Los rellenos o depósitos de materiales sobre el talud, disposición de residuos.

- La irrigación facilita la infiltración y cambios de humedad y presión de poros.
- Las fugas de agua de las redes de servicios.
- El mantenimiento inadecuado de sistemas de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación que produce cambios hidrológicos y afecta la resistencia del suelo, al eliminar el refuerzo de las raíces.
- Las vibraciones artificiales, tránsito de vehículos, vibraciones de maquinaria, detonaciones de explosivos, las cuales generan fuerzas dinámicas y deterioro de la estructura de los materiales.

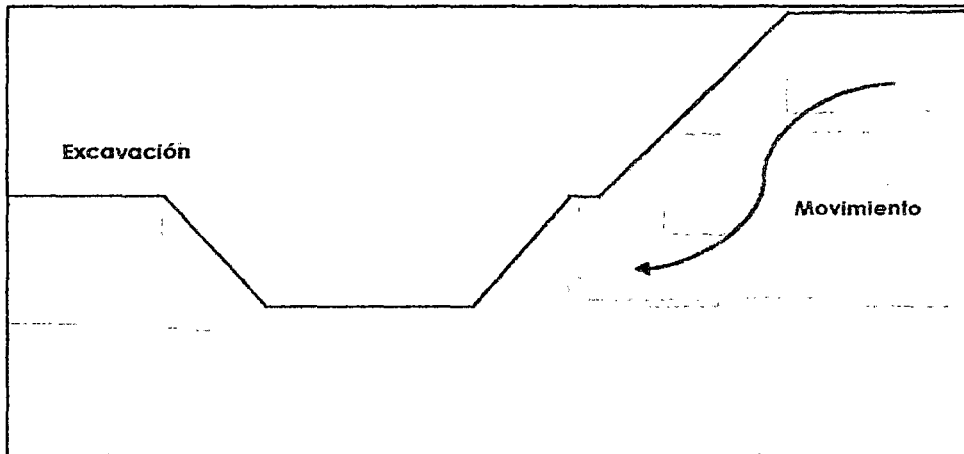


Figura N° 2.33 Excavación en el pie del talud

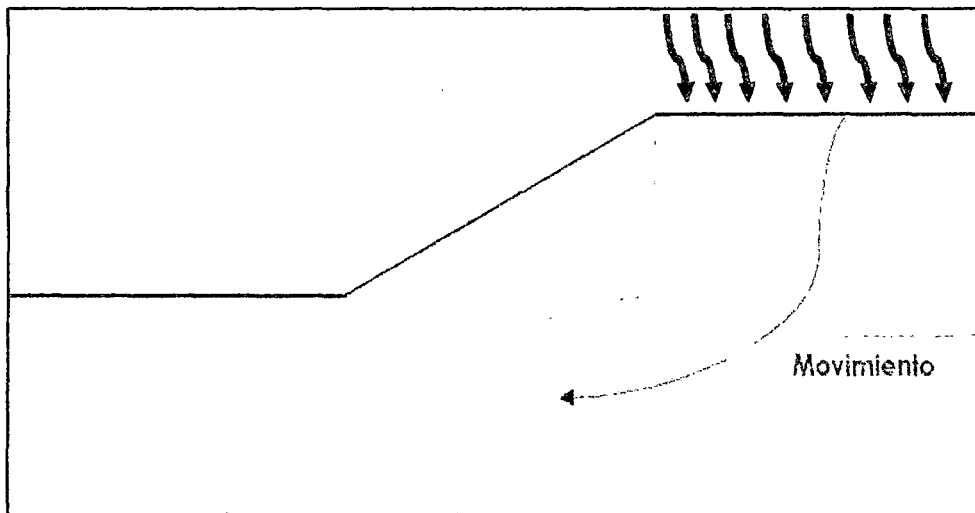


Figura N° 2.34 Sobrecarga en la corona del talud

c. Desembalse rápido y condición de presión de poro

Castañón P. (2012) define que, los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y se ven sujetos a una reducción de la fuerza lateral que proporciona el agua, además de que el exceso de presión de poro no tiene tiempo de disiparse, fig. 2.35.

En ese tiempo se puede presentar la falla del talud. Si el nivel de agua en el embalse permanece en niveles bajos y la falla no ocurre mientras presenta condiciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenadas, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar la falla del talud, fig.2.36.

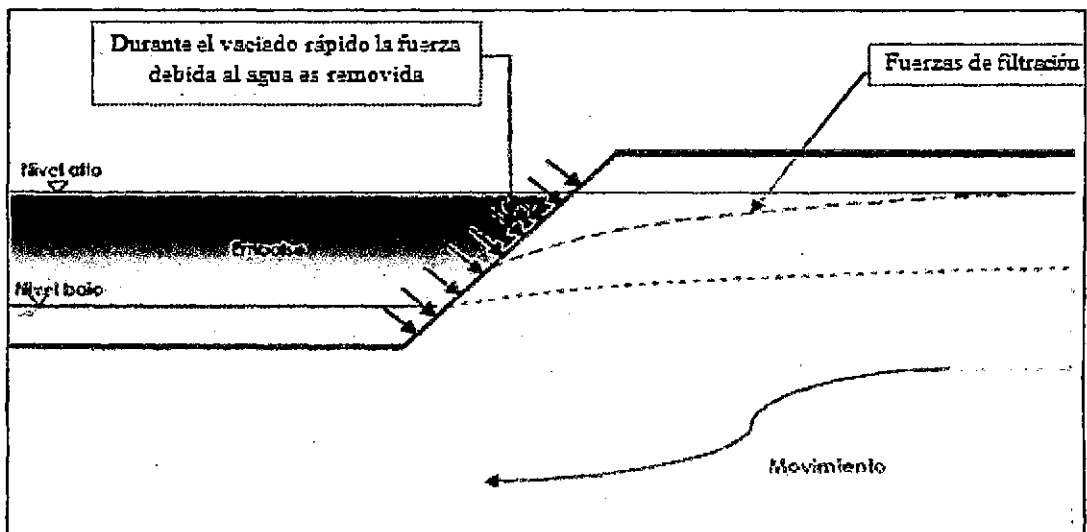


Figura N° 2.35 Vaciado rápido

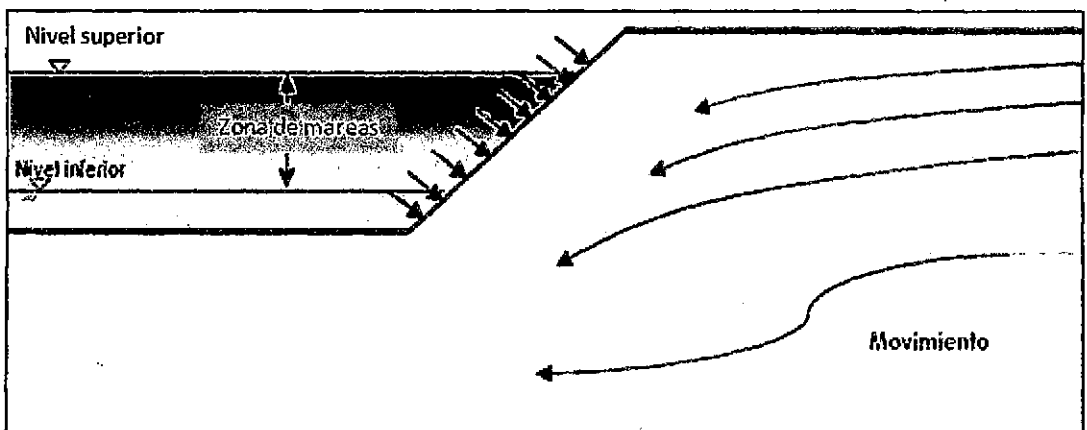


Figura N° 2.36 Fuerza de filtraciones generadas por el cambio de nivel de embalse

2.2.7 TIPOS DE FALLA DE UN TALUD

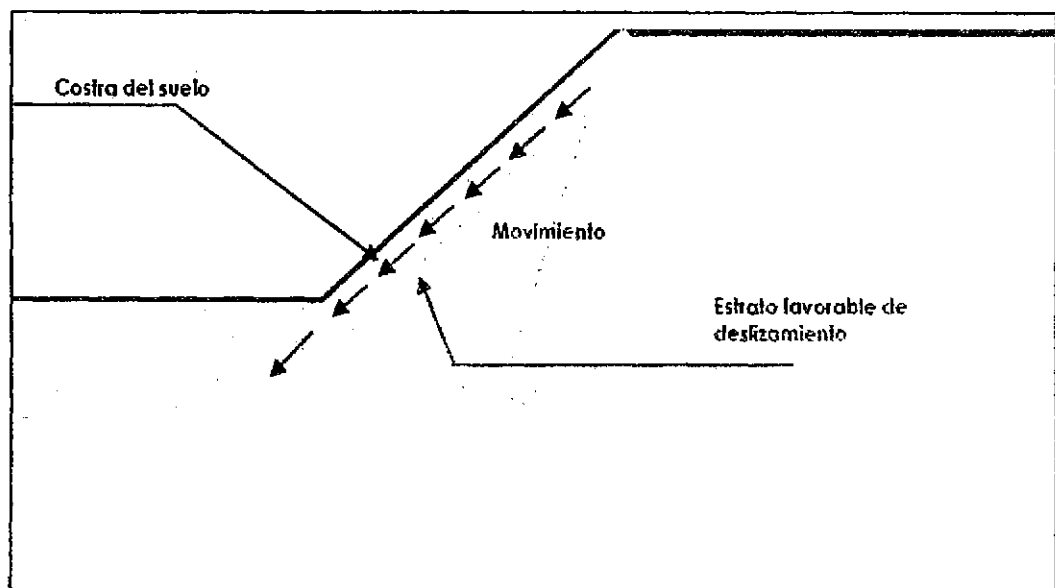
Castañón P (2012) define que, generalmente la masa de suelo permanece estable durante un tiempo, pero bajo el efecto de una o varias de las causas mencionadas, actuando en conjunto, comienza a deslizarse lentamente. Si el movimiento progresa, el suelo se agrieta y rompe en pedazos. Otras veces la falla es brusca, sin aviso previo.

Pueden presentarse varios tipos de superficie de falla:

A. Falla por deslizamiento superficial

Rodríguez R (2010) define a esta falla como “un proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales”.

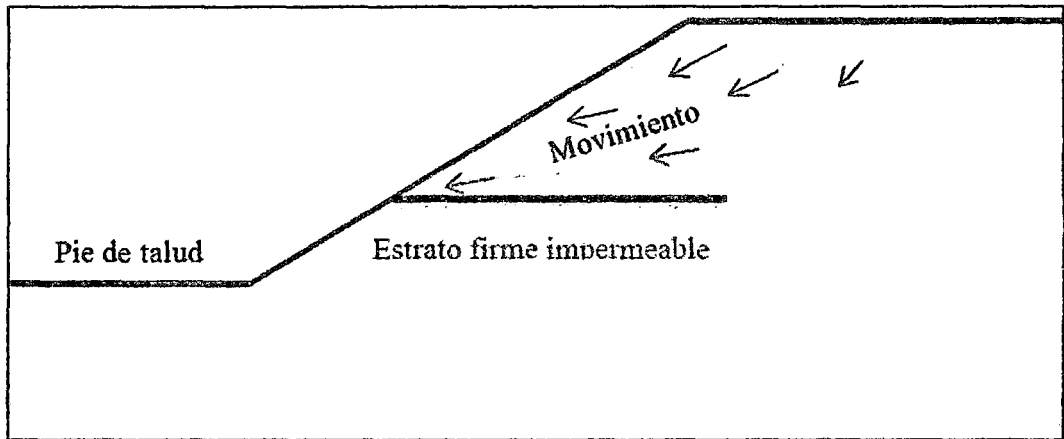
Este tipo de falla suele afectar grandes áreas de terreno. El movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y la masa inmóvil más profunda. No se presenta una superficie de falla definida.



Falla N° 2.37 Falla por deslizamiento superficial sobre un estrato

B. Falla local o de frente

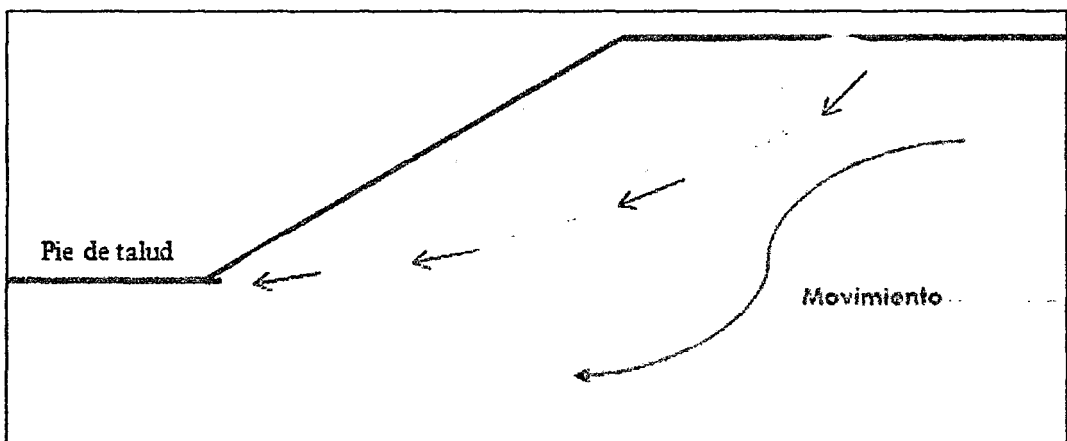
Horacio B (2006) define que, la falla local se presenta cuando el plano crítico de deslizamiento intercepta la superficie del talud por encima del pie. Esto se produce generalmente por la presencia de algún estrato firme impermeable intermedio, sobre el cual desliza solo una parte de la masa del talud. En la mayoría de los casos no corresponde a una falla catastrófica.



Falla N° 2.38 Falla local o de frente

C. Falla de pie

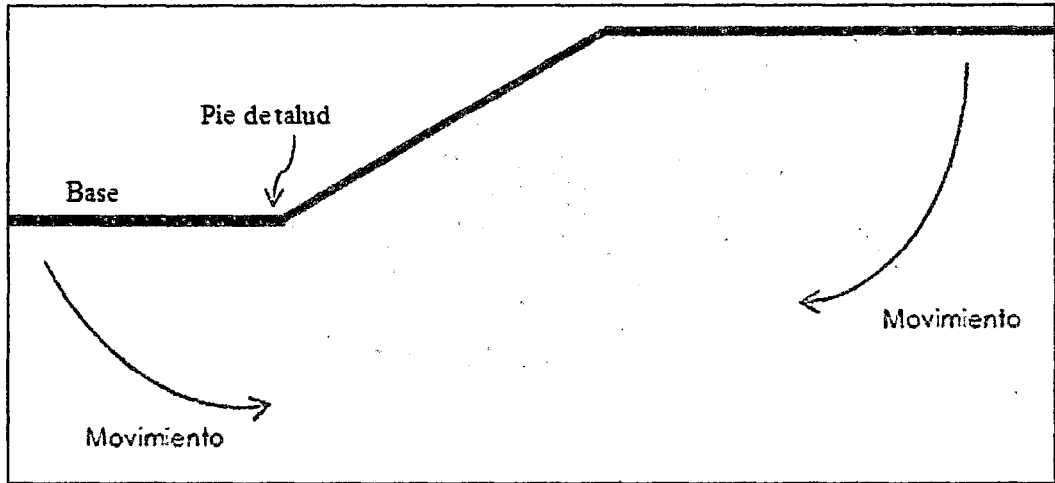
Horacio B (2006) define que, se presenta cuando la superficie de falla tiene cercanía del pie del talud, se produce cuando la pendiente es muy pronunciada y para suelos con un ángulo de fricción considerable, corresponde a una falla catastrófica del talud.



Falla N° 2.39 Falla de pie

D. Falla de base o profunda

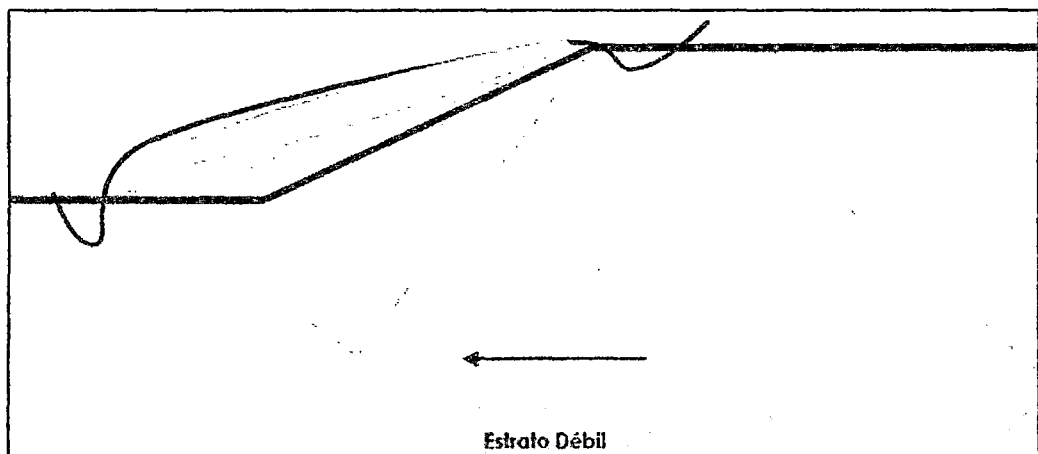
Castañón P. (2012) menciona que, esto ocurre cuando la superficie de falla corta al plano horizontal que forma la base del talud, y corresponde a una falla general de toda la geometría del talud, esta falla profunda ocurre en arcillas blandas. La parte superior del suelo desliza y cae, y la superficie cercana al pie se levanta.



Falla N° 2.40 Falla de base o profunda

E. Falla por traslación

Castañón P. (2012) define que, esta falla se presenta como un movimiento importante del cuerpo del talud, sobre una superficie relativamente plana asociada a estratos poco resistente localizada en las cercanías del pie del talud. Generalmente el factor que provoca la activación del mecanismo de falla es un aumento en las condiciones de presión de poro en el estrato débil.



Falla N° 2.41 Falla por traslación

2.2.8 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE ESTABILIDAD

Herrera R. (2000) define que, los métodos de cálculo para el análisis de la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Métodos de análisis límite
- Métodos de equilibrio límite

2.2.8.1 Métodos de análisis límite (Método de cálculo en deformaciones)

Horacio B. (2006) define que, presentan cierto grado de complejidad además de las leyes de la estática que necesitan de la aplicación de métodos de elementos finitos u otros métodos numéricos, además permiten el cálculo de deformaciones así como el de esfuerzos, tomando en cuenta la ley de comportamiento del material.

2.2.8.2 Métodos de equilibrio límite

Herrera R. (2000) menciona que, el método del equilibrio límite estudia el equilibrio de un cuerpo rígido constituido por el talud y una superficie de deslizamiento de cualquier forma. En el equilibrio se calculan las tensiones de corte y se comparan con la resistencia disponible, valorada con el criterio de rotura de Coulumb. Está basado en estudio de equilibrio último de una masa supuesta inestable. Se requiere de una superficie potencial inestable, las fuerzas exteriores actuantes y de presiones de agua que actúan en la superficie de rotura. Estas condiciones inducen al desplazamiento y las resistencias determinando fuerzas resultantes a esfuerzo cortante. El análisis se realiza bajo el hipótesis de deformación plana, es decir, se considera que el talud es indefinido en la dirección horizontal paralela al paramento del talud, y no se tiene en cuenta para nada las deformaciones, y que el coeficiente de seguridad se obtiene del equilibrio de fuerzas.

Almache S. (2014) define que, el método de equilibrio límite asume que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y las resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor $FS = 1.00$, es decir en equilibrio. El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en dovelas (tajadas). Con este método se asume que el factor de seguridad es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

MTC (2010) define que, el método de equilibrio límite en el análisis de estabilidad de taludes se basa en la resistencia al deslizamiento de un talud, tomando en cuenta ciertas hipótesis en relación al mecanismo de falla, condiciones de equilibrio, nivel freático, resistencia cortante, etc.

Herrera R (2000) define que, se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Cuadro N°2.1 Diferentes metodos y características de equilibrio limite

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop Simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnita. La solución es sobre determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbu Simplificado	Cualquier forma de	De fuerzas	Al igual de Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo,

(Janbu 1968)	superficie de falla		Janbu utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocido.
Morgenstern y Piece (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Fuente: Jaime Suárez Badillo, Libro "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales"

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos:

- Métodos exactos.
- Métodos no exactos.

A. Métodos exactos

Herrera R (2000) define que, la aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

a. Rotura planar

Herrera R (2000) define que, se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud.

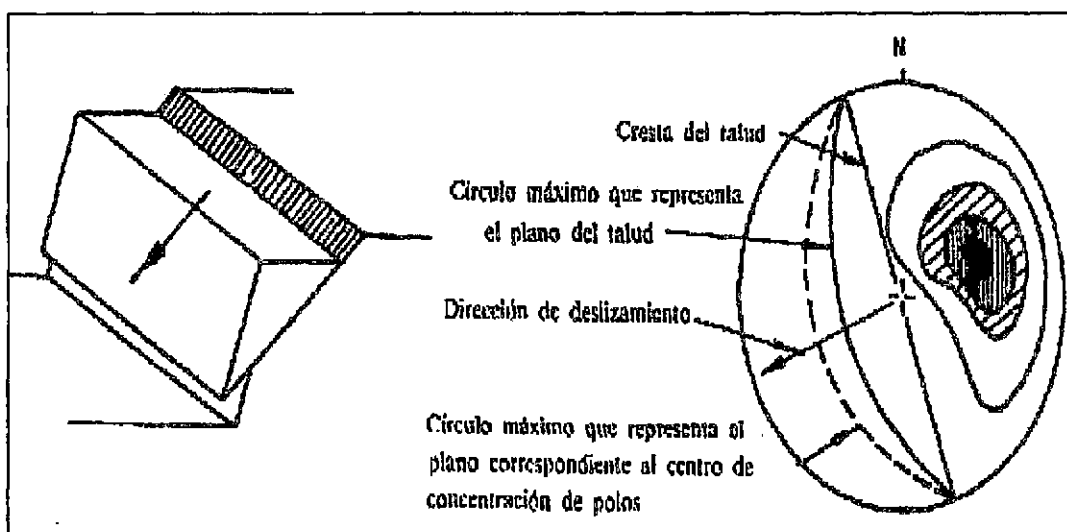


Figura N°2.42 Rotura planar

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así:

- La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.

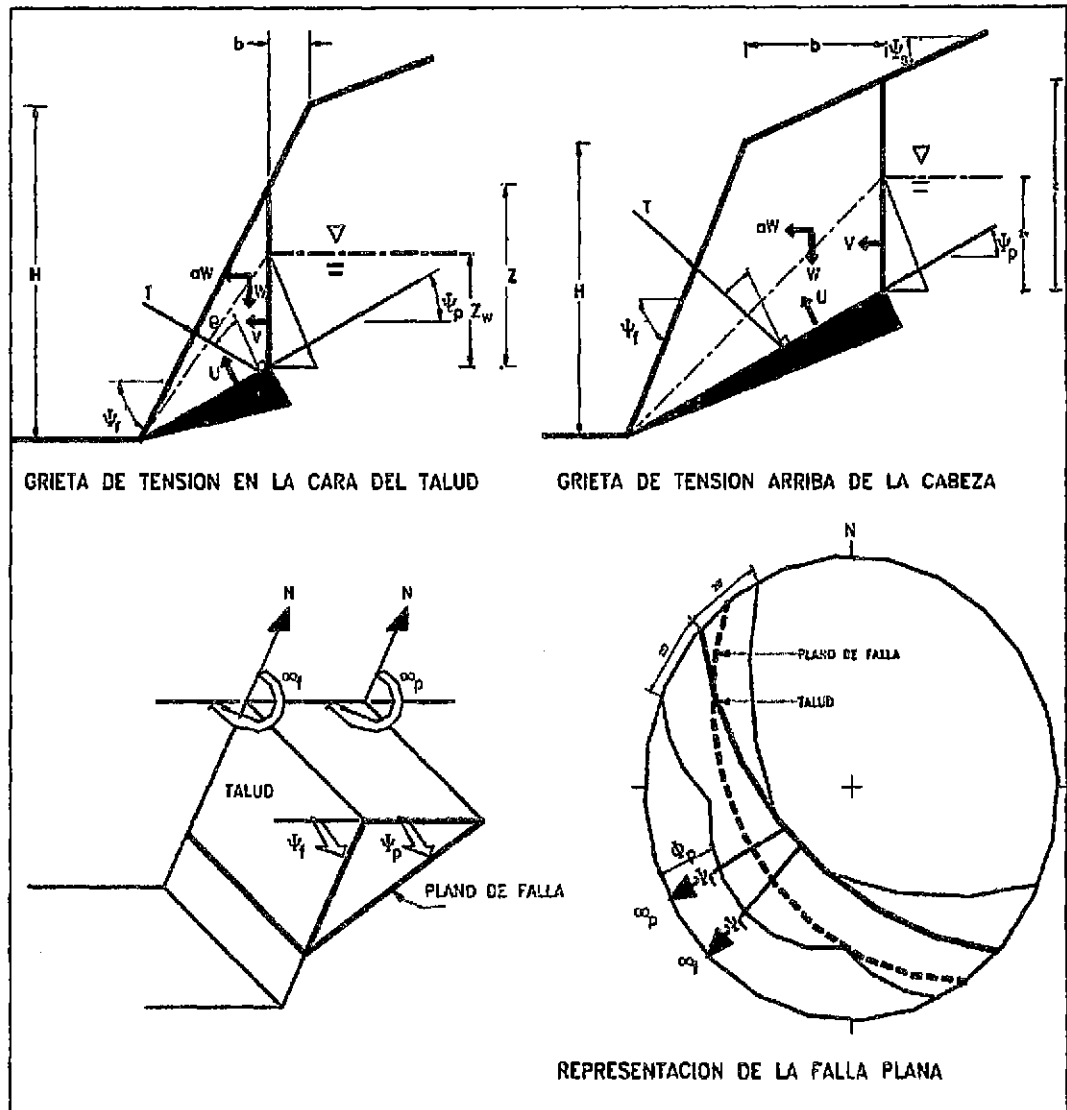


Figura N° 2.43 Esquema y representación de varios casos de falla plana

En el caso de rotura planar el factor de seguridad “FS” se obtiene de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a producir el movimiento y las fuerzas resistentes del terreno que se oponen al mismo, proyectadas todas según la dirección del plano de rotura. Al calcular FS de esta manera, se supone implícitamente constante a lo largo de toda la superficie de rotura, lo cual se acepta a pesar de no ser estrictamente cierto.

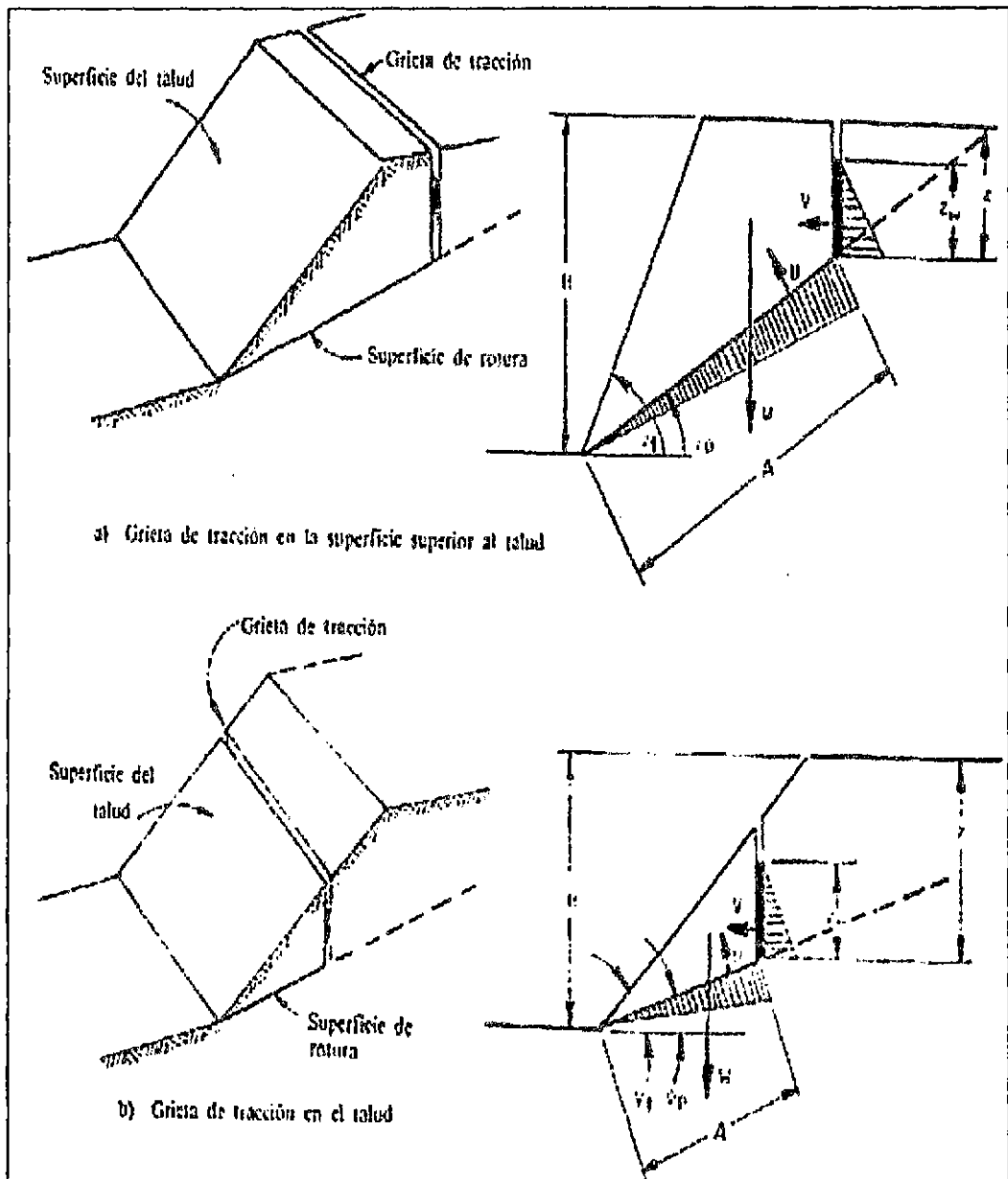


Figura N° 2.44 Plano inclinado de rotura planar

b. Rotura por cuña

Herrera R (2000) menciona que, la rotura por cuña, aquella que se produce a través de dos discontinuidades oblicuamente a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzando en sentido desfavorable.

Este tipo de rotura se origina preferentemente en macizos rocosos en los que se da una disposición adecuada, en orientación y buzamiento de las diaclasas.

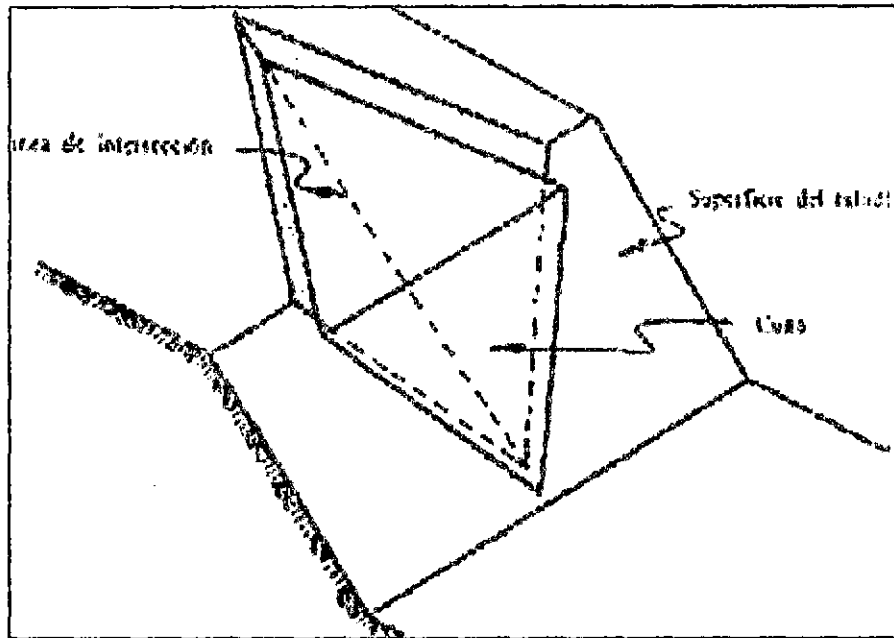


Figura N° 2.45 Rotura por cuña

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes:

- a. La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

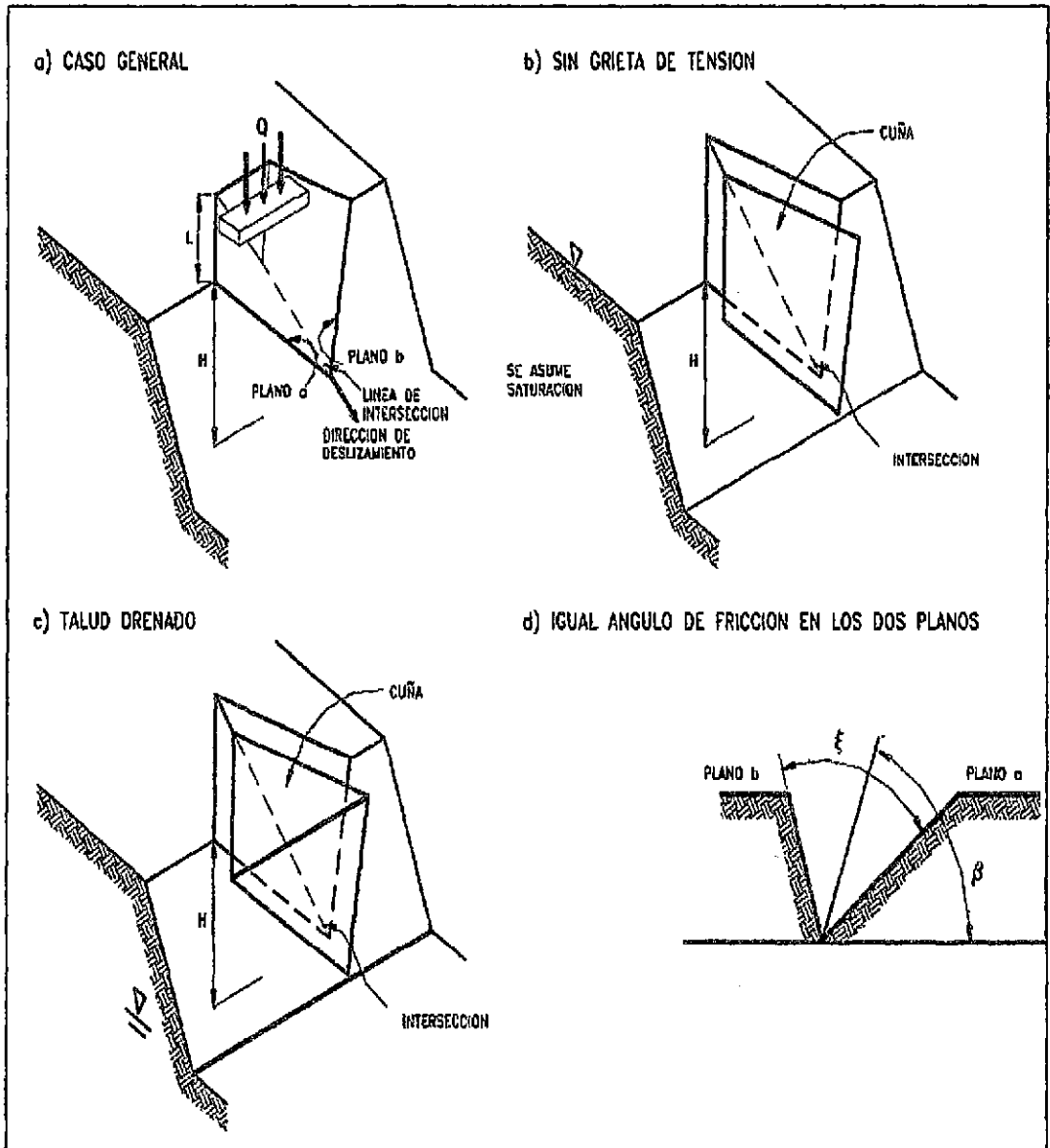


Figura N° 2.46 Análisis de falla en cuña

B. Métodos no exactos

Herrera R. (2000) define que, en la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

a. Método de dovelas o rebanadas

Herrera R. (2000) define que, los métodos empleados para calcular el factor de seguridad para cualquier superficie de deslizamiento de prueba deberían tomar en cuenta los cambios en la resistencia al corte y en la presión variable de agua de poros a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial. Los cambios en los parámetros de resistencia y en las condiciones de presión de agua de poros pueden ser tomados en cuenta por el procedimiento general conocido como método de “tajadas” o de dovelas. En este método, se escoge una superficie de prueba y la masa potencial de deslizamiento se divide en un número de tajadas verticales.

Como las fuerzas que actúan sobre los límites verticales de las tajadas producen momento neto cero alrededor del centro de rotación de la masa potencialmente inestable, las fuerzas laterales son descuidadas. Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada.

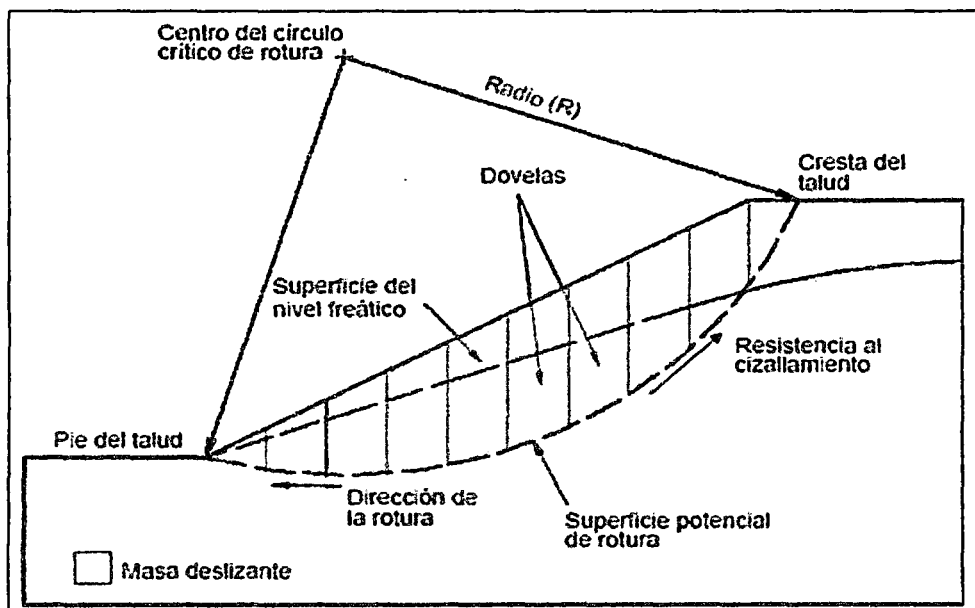


Figura N° 2.47 Método de Dovelas o rebanadas

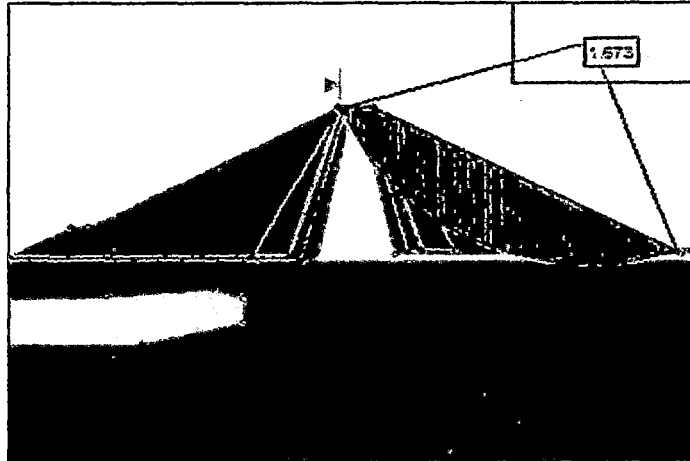
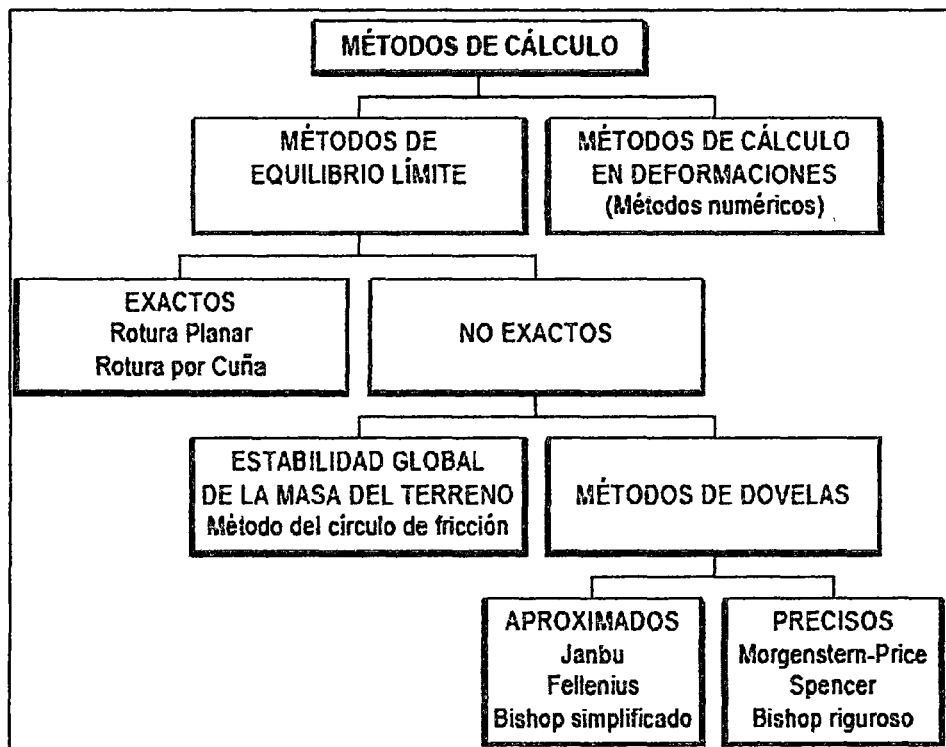


Figura N° 2.48 Círculo de falla aguas arriba presa Cuchoquesera

Los métodos de las dovelas o rebanas pueden clasificarse en dos grupos:

- ❖ Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop.
- ❖ Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.



Esquema N°2.1 Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

➤ **Método de Bishop Simplificado**

Herrera R (2000) define que, el método de BISHOP asume a la superficie como un deslizamiento circular, la masa deslizante dividida en “n” fajas.

Serrano, Escuder y Altarejos (2006) definen que, este método fue ideado por Bishop en los años 50 y presenta algunos avances respecto del método ordinario. El coeficiente de seguridad se calcula igual que en el método ordinario (momento de las fuerzas resistentes partido por el momento de las fuerzas desequilibrantes), pero en el método de Bishop se tienen en cuenta las fuerzas normales entre las rebanadas para hacer un equilibrio de fuerzas y calcular la fuerza normal a la base de la rebanada de una manera más realista que en el método ordinario. Sin embargo, esta sofisticación implica que la ecuación del coeficiente de seguridad se vuelve implícita y por lo tanto complica su cálculo. Por supuesto, con los medios de cálculo de hoy en día, esto no es ningún problema.

El método de Bishop Simplificado es muy utilizado en la práctica de la ingeniería porque proporciona valores del factor de seguridad por el método de equilibrio límite muy cercanos a aquellos que proporcionan los métodos más rigurosos que satisfacen completamente las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos. El método de Bishop considera un problema de deformación plana en donde la superficie de falla es circular, dividiendo la masa del suelo comprendida en la superficie de falla en una cantidad limitada de dovelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes. En este método el factor de seguridad está definido como:

$$FS = \frac{c.b + W_i - u_i.b \cdot \tan \phi}{W_i \text{Sen} \alpha} \cdot \frac{1}{m_\alpha} \dots\dots\dots 2.3$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \cdot 1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi / FS \dots\dots\dots 2.4$$

Dónde:

FS = factor de seguridad

c = cohesión del suelo

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

b = ancho de la dovela

Wi= peso total de la dovela

Ui= presión de poros

α_i = ángulo de la base de la dovela con la horizontal

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

Entre los diversos métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite existe el método de Bishop, el cual es uno de los más usados en el análisis de estabilidad de taludes. Este método tiene como base las siguientes hipótesis:

- El mecanismo de falla es circular
- La fuerza de corte entre dovelas es nula
- La fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela
- Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
- Para la masa total deslizante se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, más no el equilibrio de fuerzas horizontales.

➤ Método de Janbu Simplificado

Serrano, Escuder y Altarejos (2006) definen que, fue ideado por Janbu, también en los años 50 y es similar al método de Bishop, pero en lugar de obtenerse el coeficiente de seguridad frente al vuelco (sumatorio de

momentos), se obtiene el coeficiente de seguridad frente a deslizamiento (sumatorio de fuerzas horizontales).

Herrera R (2000) define que, el método de Janbu simplificado es similar al de Bishop simplificado satisface solamente el equilibrio de fuerzas, pero no el equilibrio de momentos. Asume que las fuerzas interdovelas son horizontales y tiende a entregar factores de seguridad poco conservadores. Sin embargo, utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.

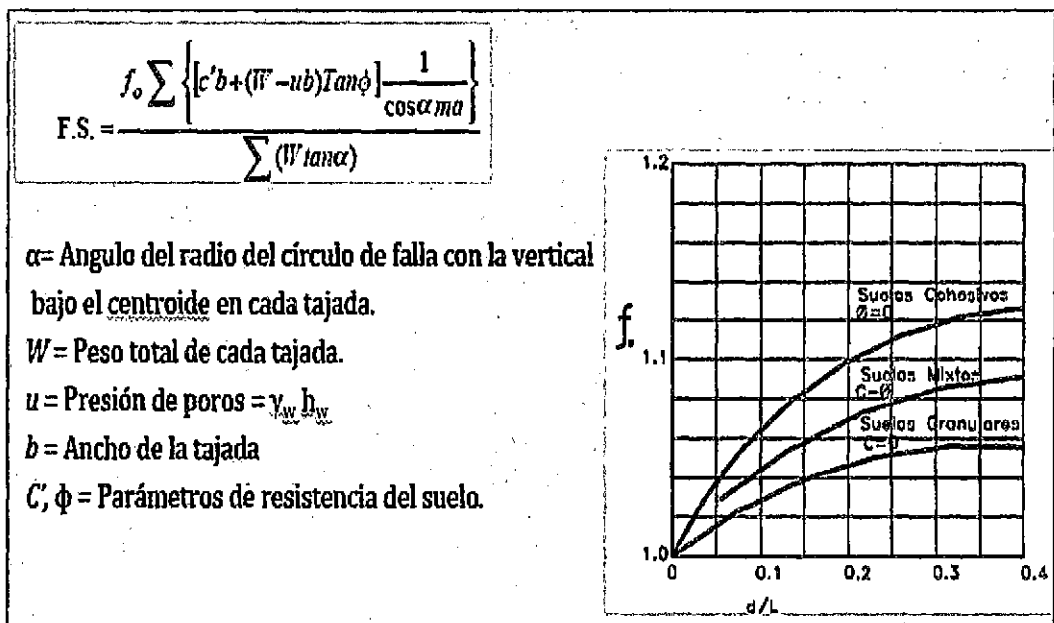


Figura N° 2.49 Método de Janbu, FS

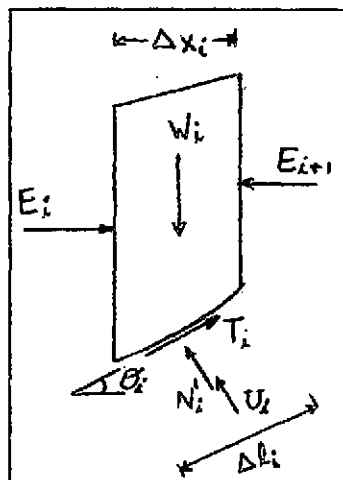


Figura N° 2.50 Diagramas de equilibrio de fuerzas en método de Janbu

b. Métodos precisos o completos

Cumplen todas las ecuaciones de la estática, los más conocidos son: Spencer, Morgenstern-Price y Bishop riguroso.

➤ **Método de Spencer**

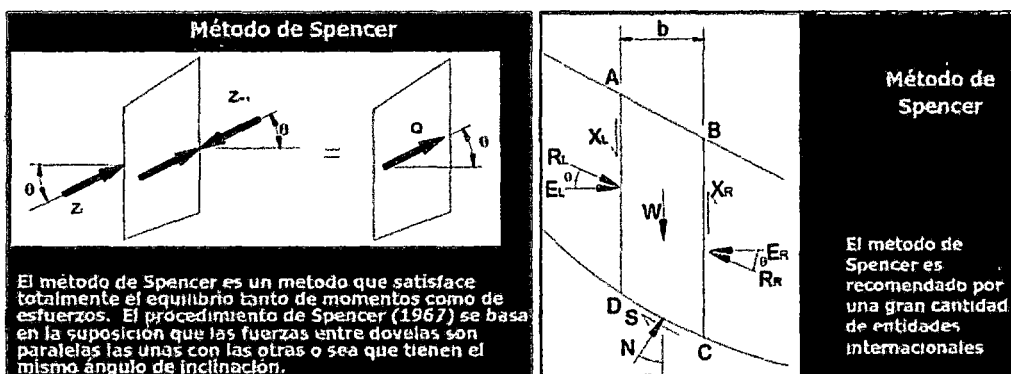
Serrano, Escuder y Altarejos (2006) definen que, este método asume todas las fuerzas interdovelas están inclinadas a un mismo ángulo, el cual es calculado para satisfacer tanto el equilibrio de momentos como el equilibrio de fuerzas. El método de Spencer es de los años 60, cuando ya se disponía de ordenadores. En este método, además de las fuerzas normales entre rebanadas se tienen en cuenta las de corte, mediante la siguiente ecuación:

$$X_i = \lambda * E_i \dots\dots\dots 2.5$$

Dónde:

X_i , es la fuerza de corte en el contacto i entre rebanadas, E_i es la fuerza normal en el contacto i entre rebanadas y λ es una incógnita del problema. Como λ vale lo mismo para todas las rebanadas, eso quiere decir que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre rebanadas es constante para todas ellas. En cuanto al valor de λ , en el método de Spencer se escoge (se calcula) aquel que haga que el coeficiente de seguridad frente al vuelco sea igual al coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.

Figura N° 2.51 Método Spencer, análisis de una dovela



Fuente: Jaime Suárez Badillo

2.2.9 FACTOR DE SEGURIDAD (FS)

Lambe y Whitman (1999) definen que, la variación del factor de seguridad (FS) de un talud con el tiempo, durante y después de la formación del mismo. Durante la excavación ó esfuerzo tangencial medio sobre la superficie de falla potencial aumenta. Después de terminada la excavación permanece constante y el esfuerzo efectivo sobre la superficie de deslizamiento disminuye, de forma que el FS continua decreciendo, se producirá falla en el instante sea menor a la unidad.

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Wolmar K. (1927) define que, presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte real}}{\text{Esfuerzo al corte critico}} \dots\dots\dots 2.6$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$FS = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}} \dots\dots\dots 2.7$$

2.2.10 FACTORES MINIMOS DE SEGURIDAD ESTABLECIDOS PARA PRESAS

- a) Los resultados de estabilidad son comparados con los factores minimos establecidos por USACE Army corps of engineers, en su libro “ Slope Stability”, recomienda factores mínimas para análisis de estabilidad en presas de tierra (US Corps of Engineers) tanto en método estático y sísmico(seudoestático).

Cuadro 2.2 Factor de seguridad mínimos para presas de tierra y enrocado

Condición	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I) Al final de la construcción	1.3	1.3
II) para presas de más de 15 m.	1.4	1.4
III) Infiltración Constante	--	1.5
IV) Desembalse Rápido	1.5	--
V) Sismo	1.0	1.0
VI) Post Sismo	1.1 < FS < 1.2	

Fuente USACE -2003

b) Alva H. y Infantes Q (2004) mencionan para un análisis pseudo-estático, el factor de seguridad mínimo deben alcanzar los siguientes:

- 1) Final de construcción + sismo $FS > 1.0$
- 2) Infiltración constante + sismo $FS > 1.25$
- 3) Desembalse rápido + sismo $FS > 1.0$

2.2.11 COMPORTAMIENTO DE PRESA DURANTE EL SISMO

Alva y Infantes (2004) definen que, sobre el comportamiento de presa durante el sismo:

- Cualquiera presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 g, sin daños.
- Presas de material arcilloso con cimentaciones arcillosas o rocosa pueden soportar sismos fuertes con magnitudes Richter de 8.25 y aceleraciones máximas de 0.35 a 0.8 g, sin daños aparentes.

- Presas de enrocado con pantalla de concreto se mantienen secas y son capaces de soportar sismos extremadamente fuertes, con solamente pequeñas deformaciones.
- El diseño sísmico debe concentrarse en las presas que pueden sufrir daños por sismos severos o tienen cuerpos granulares saturados que pueden perder resistencia durante sismos, ocasionando movimientos.
- El análisis dinámico se emplea en presas de material granular, saturado y suelto a medianamente denso, sometidas a sismo fuerte o sobre cimentación del mismo tipo. En estos casos se incrementa la presión de poros durante el sismo, generándose pérdida de resistencia. El método pseudo-estático no es aplicable.

2.2.12 ANALISIS PSEUDO-ESTATICO

Alva H. y Infantes Q (2004) mencionan sobre el análisis pseudo-estática:

- Se utiliza el método de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes, adicionando un coeficiente sísmico.
- El coeficiente lateral sísmico es semiempírico, que depende de la sismicidad del país.
- Ruesta, Díaz y Alva (1988) han propuesto valores del coeficiente lateral sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú. Los valores propuestos son consistentes con las presas de tierra y enrocado diseñadas y construidas en el Perú y el mundo.
- El análisis de estabilidad pseudo-estático sirve además para determinar la aceleración de fluencia K_y que se emplea en el método simplificado de deformaciones inducidas.

- En una presa de tierra el análisis de estabilidad de taludes se realiza típicamente para alcanzar los siguientes factores de seguridad.

- 1) Final de construcción + sismo FS > 1.0
- 2) Infiltración constante + sismo FS > 1.25
- 3) Desembalse rápido + sismo FS > 1.0

Castañón P. (2012) indica que, el análisis seudo-estático representa los efectos del sismo mediante una aceleración que crea fuerzas internas, horizontales y verticales, causando un aumento en el número de fuerzas que actúan en el talud. Estas fuerzas están definidas como:

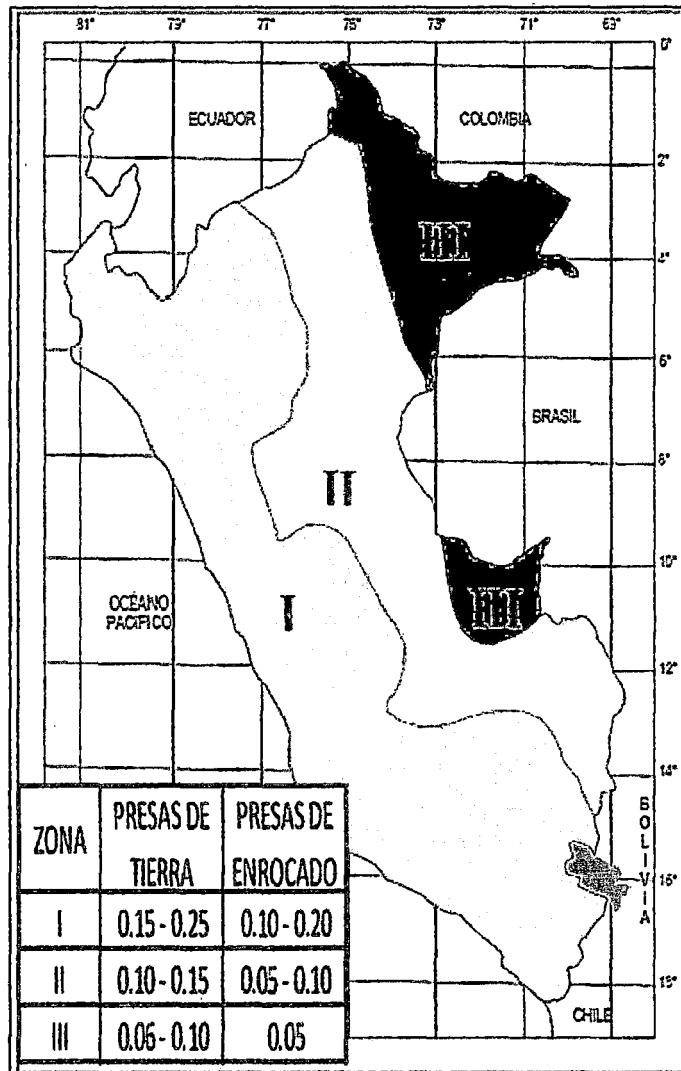
$$F_h = \frac{a_h}{g} W = C_h W \quad \dots\dots\dots 2.8$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = C_v W \quad \dots\dots\dots 2.9$$

Dónde:

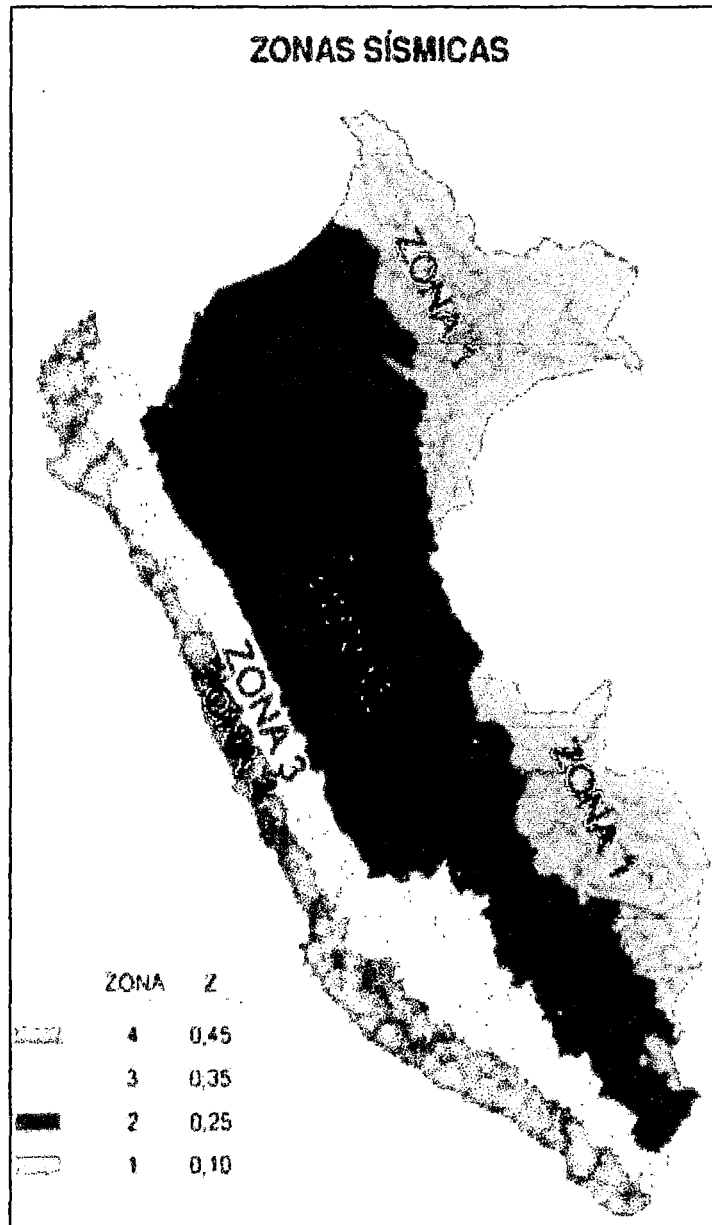
- F_h Fuerza horizontal
- F_v Fuerza vertical
- a_h Aceleración horizontal
- a_v Aceleración vertical
- W Peso de la dovela
- C_h Coeficiente sísmico horizontal
- C_v Coeficiente sísmico vertical

Mapa N° 2.1 Zonificación sísmica, coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas vigente hasta enero 2014, Perú.



Fuente: Ruesta et al, 1998.

Mapa N° 2.2 Zonificación sísmica del Perú. Se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.



Fuente: Reglamento nacional de edificaciones, norma E.030 diseño sismorresistente, publicado el 20 de enero del 2014 en el diario “El Peruano”

2.2.13 SOFTWARE SLIDE/ROCSCIENCE

Almache S (2014) define que, el Slide/Rocscience es un software utilizado para el análisis de estabilidad de taludes, pudiendo evaluar en taludes de suelo y roca fallas circulares y no circulares. La geometría del talud es graficable por medio de coordenadas o se puede importar archivos CAD digitalizando la misma.

Este programa tiene la versatilidad de analizar la estabilidad utilizando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales, revisando superficies individuales o buscando y examinando la superficie crítica para un talud dado.

Este software tiene las siguientes características:

- Aplica métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Aplica métodos de equilibrio como: Spencer, GLE/Morgenstern-Price, Janbu, Bishop, etc.
- El análisis lo realiza con múltiples materiales, anisotrópicos, materiales no lineales, Mohr – Coulomb y otros.
- Considera parámetros como: el agua subterránea, el factor de presión, red de presiones de poros y la infiltración en zona de estudio.
- Se puede modelar con cargas externas lineales, sísmicas o distribuidas.
- Analiza las fuerzas de apoyo requeridas para casos específicos.
- Vistas de todas y cada una de las superficies generadas.
- Considera el ingreso de planos de falla conocidos.

Con este software se realizó la modelación del talud de la presa Cuchoquesera aplicando el método de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer.

El análisis respectivo se realizó de la siguiente forma:

- Análisis de la situación actual del talud y/o condiciones originales en función de la información recopilada, plano de falla individual identificado y plano de falla crítico determinado por el programa.
- Análisis de la situación del talud en condiciones originales con variante pseudo-estática utilizando coeficiente sísmico recopilado para la zona.
- Análisis de la variación del factor de seguridad en base a diferentes profundidades de nivel freático.
- Análisis inverso por sensibilidad, buscando un factor de seguridad igual a la unidad en función de la variación de (c y ϕ) para la condición de nivel freático máximo – medio – mínimo.

2.2.14 INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

El sistema de instrumentación geotécnica es aquella que se encarga de verificar deformaciones y movimientos en los diferentes elementos (Pantallas, suelos, niveles freáticos), en los diferentes proyectos de obras de ingeniería.

Los estudios geotécnicos tienen entre otros los siguientes objetivos:

- Determinar las limitaciones o problemas geotécnicos del sitio o proyecto
- Determinar la magnitud de las amenazas y riesgos geotécnicos.
- Determinar los parámetros geotécnicos para el diseño del proyecto.
- Diseñar las obras de control geotécnico para el manejo de las limitaciones amenazas y riesgos.

Braja M. Das (2007) define que, la geotécnica investiga el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y el comportamiento de las estructuras tales como edificios, puentes, presas, centrales hidroeléctricas, estabilidad de taludes, construcción de túneles y carreteras, etc.

Por ello, los ingenieros geotécnicos, además de entender cabalmente los principios de la mecánica y de la hidráulica, necesitan un adecuado dominio de los conceptos básicos de la geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales que han sufrido

2.2.13.1 Inclinómetros (I)

Manual inclinometermodel GK-603(2009) define que, los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de los deslizamientos y los movimientos transversales. Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo. Los equipos para el monitoreo inclinométrico están conformados por tuberías inclinométricas, sensor o sonda inclinométrica, cable eléctrico de control inclinométrico, unidad lectora o indicador digital portátil.

a. Tubos Inclinométricos

Manual inclinometermodel GK-603(2009) define que, los tubos inclinométricos son tuberías especialmente ranuradas para ser usadas en instalaciones inclinométricas, proporcionan acceso al sensor inclinométrico permitiendo tomar lecturas de desplazamiento del suelo. Las ranuras dentro de la tubería controlan la orientación del sensor y proporcionan una superficie desde la cual se pueden obtener futuras mediciones del desplazamiento del suelo. La tubería es diseñada para deformarse con el movimiento del suelo adyacente al tubo o con la estructura. La vida útil del tubo termina cuando el continuo movimiento del suelo perfora o corta el tubo impidiendo de esta manera el pase del sensor.

b. Sensor Inclinométrico

Manual inclinometer model GK-603(2009) define que, es un dispositivo o instrumento adaptado para poder medir las variaciones de la inclinación del tubo inclinométrico. El movimiento del sensor se indica por medio de una señal eléctrica proporcional al seno del ángulo de inclinación de la tubería a partir de un eje vertical central. Un dispositivo eléctrico denominado servo-acelerómetro (cuenta con dos) indica las variaciones de las inclinaciones de la tubería en toda su profundidad y/o principalmente en los planos de deslizamiento activo

c. Indicador Digital

Manual inclinometer model GK-603(2009) define que, el indicador digital es un instrumento portátil que contiene una batería recargable de 6 voltios de suministro de energía, controles eléctricos y una pantalla mostrador de lecturas digital. La precisión para un forro inclinométrico vertical ($\pm 3^\circ$) instalado es ± 6 mm cada 30 m, o mejor que ello. Se cuenta con un accesorio para recargar la batería; cuando está totalmente cargada puede llegar a 8 horas de autonomía. Las lecturas almacenadas son transferidas a una PC utilizando un programa de cómputo con el cual no solo se transfiere los datos sino que también se pueden manipular para hacer gráficos y reportes.

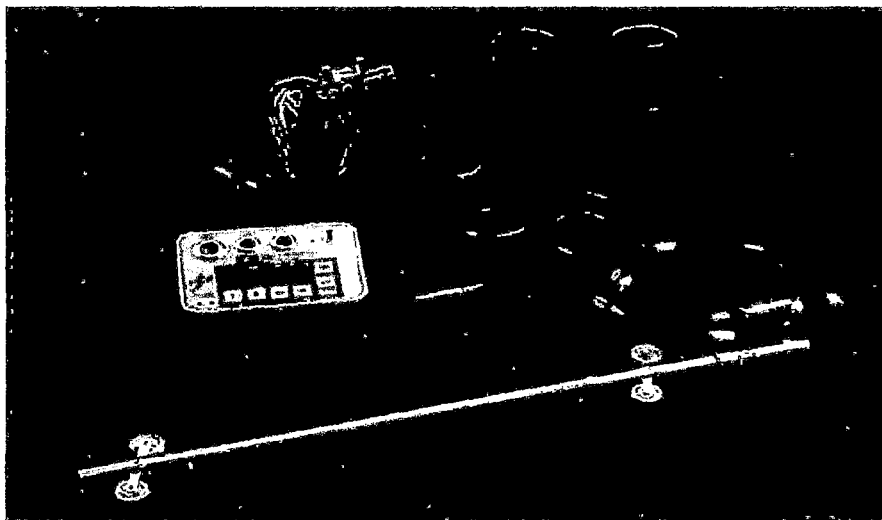


Foto N° 2.1 Equipos para la medición de inclinómetro

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.1.1 Generalidades

La presa Cuchoquesera fue ejecutada por contrata con la Empresa Constructora Norberto Odebrecht, con financiamiento externo, en el período presupuestal 1999 – 2001, que garantiza la operación integral de todo el sistema mediante el almacenamiento de 80 MMC de las aguas derivadas de los ríos de Apacheta, Choccoro y Chicllarazo, a través de las obras de captación y de trasvase que a la fecha se encuentran concluidas en su totalidad. Con esta obra importante, será posible regular su distribución de acuerdo a los requerimientos para el consumo doméstico e industrial de la ciudad de Ayacucho y los sectores de riego, garantizando el abastecimiento en las épocas de estiaje. El Proyecto de Irrigación Río Cachi, es un proyecto integral que consiste en la captación de las aguas del río Choccoro y Chicllarazo mediante una bocatoma de tipo convencional. Considera el aprovechamiento de las aguas de los ríos y quebradas de las partes altas de la Cuenca del Río Cachi, con fines de riego, generación de energía eléctrica y suministro de agua para la ciudad de Ayacucho.

Las aguas almacenadas son conducidas mediante un canal de derivación que entre los tramos Cuchoquesera – Allpacha - Ichocruz que suman un total de 48.8 kms de longitud, se efectuará la construcción de una infraestructura de riego en la Cuenca Alta (considerado el primer sector de riego) para 3,986 has. Netas, antes del trasvase Ichocruz-Chiara (Túnel).

Está equipada con Instrumentación Geotécnica mediante la cual se monitorea el comportamiento de los diques, utilizando los equipos como son la Caja Lectora GK-603 y GK-403; cuenta también con la instrumentación Electromecánica que es monitoreada y controlada mediante el Sistema Computarizado “Supervisor” de última generación, tiene la opción de ser operado en forma manual y en forma automática.

El Proyecto contempla una serie de obras hidráulicas, entre ellas la más importante es la “Presa Cuchoquesera, diques Principal, laterales y obras conexas” de 80 MMC de capacidad, que permite la regulación de los ríos Apacheta, Choccoro y Chicllarazo, afluentes del río Cachi ubicados arriba de la cota de 3,700 msnm, lo que hará posible la irrigación de 14,493 Ha (Cuenca Alta y Baja) de cultivo, generación eléctrica mediante la central hidroeléctrica Campanayoc y el abastecimiento de agua a la ciudad de Huamanga.

La operatividad del sistema Cuchoquesera considera las siguientes pautas:

- Incorporación de los caudales aprovechables de las cuencas aportantes.
- Satisfacer las demandas de agua para el uso poblacional en la ciudad de Ayacucho.
- Satisfacer las demandas agrícolas de las áreas de riego previstas.
- Cobertura de los requerimientos ecológicos, para preservar las condiciones bióticas en los causes de los ríos y zonas aledañas.
- La demanda para generación de energía eléctrica, el cual se cubre con el caudal derivado para el consumo poblacional y caudal ecológico hacia el río Alameda.

3.1.2 Área del proyecto

3.1.2.1 Ubicación

La Presa Cuchoquesera, diques laterales y obras conexas se ubica en el departamento de Ayacucho, provincia de Huamanga y Cangallo, en los distritos de Vinchos y Chuschi, enmarcado dentro de la cuenca del río Chahuamayo, en áreas que pertenecen a las comunidades de Quispillacta (barrio de Cuchoquesera y Panpamarca), Condorpaccha y Putacca:

Ubicación política

Departamento : Ayacucho

Provincia : Huamanga - Cangallo

Distrito : Chuschi y Vinchos

Enmarcados de la microcuenca del río Chahuamayo en áreas que pertenecen a las comunidades de Quispillacta (barrio de Cuchoquesera, Pampamarca), Condorpaccha y Putacca (barrio de Sunilla).

Ubicación Geográfica

Latitud : 12°59'45'' - 13°34'09'' S

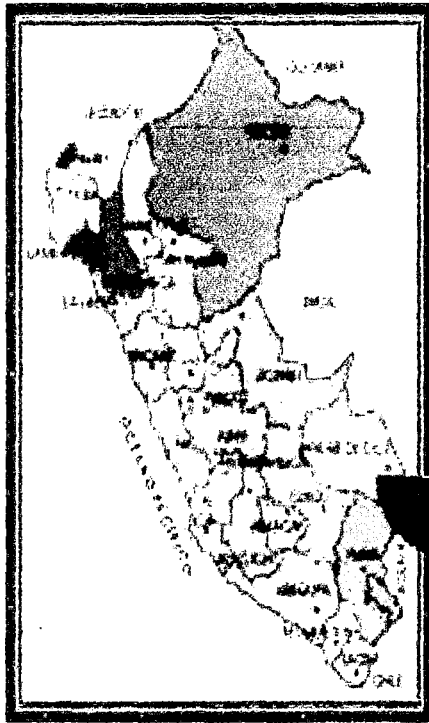
Longitud : 73°58'45'' - 74°38'42'' W

Altitud : 2,600 a 4,240 m.s.n.m.

Acceso a la Zona de Estudio

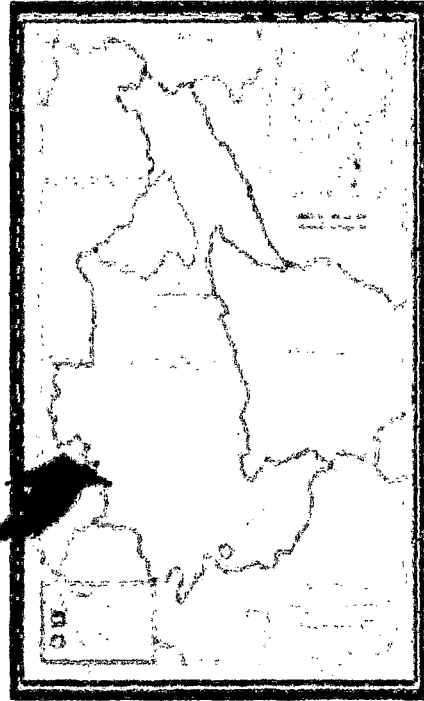
El acceso hacia la presa es por la vía los Libertadores Wari (Pisco-Ayacucho), desviándose por las inmediaciones de la zona de Rosaspata, ubicada aproximadamente a unos 40 Km de la ciudad de Ayacucho. Desde Rosaspata al área de la Presa existen 21 Km de distancia.

MAPA DE UBICACIÓN DE LA ZONA DEL PROYETO



PERU

Mapa N° 3.1: Perú



AYACUCHO

Mapa N° 3.2: Ayacucho

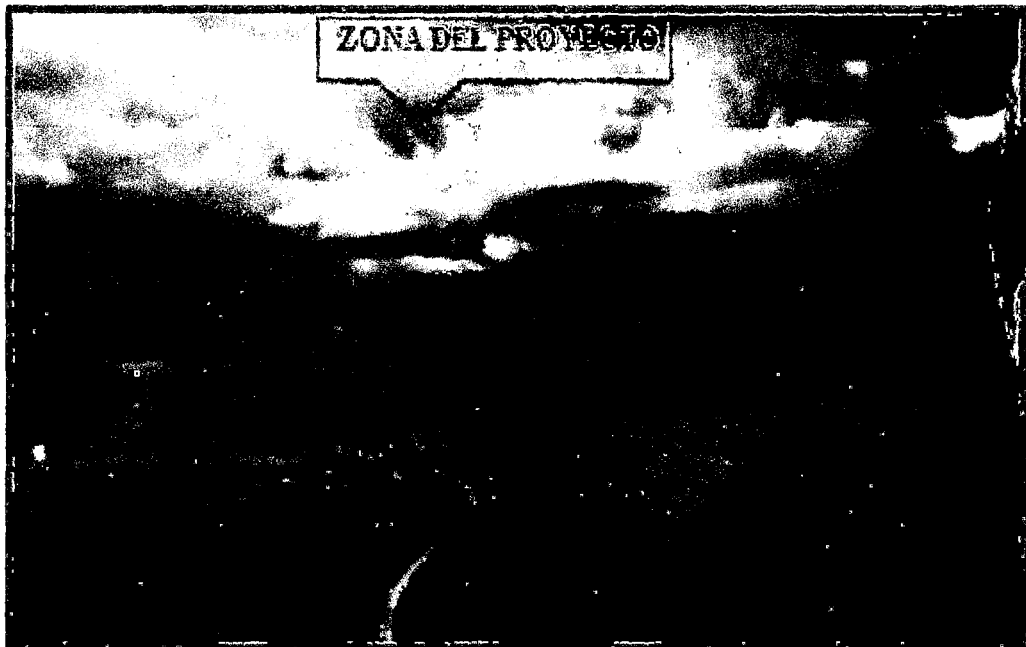


Foto N° 3.1 Vista panorámica de la Presa Cuchoquesera

3.1.3 Descripción del embalse Cuchoquesera

3.1.3.1 Características del embalse y diques

La presa Cuchoquesera almacena un volumen útil de 80 MMC, con un espejo de agua máxima de 400 Ha. embalsada en el cauce del Río Chahuamayo sobre una cota de 3702msnm, tiene una longitud de 2054m. a nivel de coronación. Es una estructura conformada por material terraplenado, cuenta con un núcleo zonificado, espaldones de enrocado y tiene 44m de altura sobre la fundación en su sección máxima. Cuenta con dos tramos, el primero cuerpo sobre la Quebrada de Chahuamayo de 44 de altura y una longitud de 720 m. y el segundo cuerpo está en una depresión de la margen derecha con una altura de 20 m. y una longitud de 1334.00 m. La cota de coronación es de 3745.00 msnm.

La presa recibe aportaciones de la quebrada de Churiac y de los ríos de Apacheta, Choccoro y Chicllarazo, mediante trasvases sucesivos. Estos son conducidos desde la quebrada Churiac y llegando al río Chicllarazo, a través de un canal para luego ser descargados a la Presa Cuchoquesera. Las características generales se resumen en la tabla N° 3.1 y tabla N°3.2.

HIDROLOGIA	Unidades	
Área de Cuenca	34.40	Km ²
Precipitación media en Est. Cuchoquesera	890	mm
Caudal de diseño	8.60	m ³ /s
Avenida de diseño (Tr = 1000) entrada	154.67	m ³ /s
Avenida de descarga laminada	9.30	m ³ /s
EMBALSE	Unidades	
Nivel de Agua Máximo Operativo (NAMO)	3741.70	msnm
Nivel de Agua Máximo Extraordinario	3742.62	msnm
Nivel de Agua Mínimo Operativo (NAMI)	3714.69	msnm
Volumen Útil	80.00	MMC
Espejo Líquido en el NAMO	4.22	Km ²
Espejo Líquido en el NAMI	0.44	Km ²
Tasa de sedimentación anual	0.0206	MMC/añ

Tabla N°3.1 Parámetros Generales de hidrología y embalse/Fuente: OPEMAN

PRESA PRINCIPAL		CARACTERISTICAS	
Tipo	Zonificada con Núcleo Central		
Cota de Coronación	3745	msnm	
Altura Máxima desde la Cimentación	46.08	m	
Longitud Total de Coronación	430	m	
DIQUE LATERAL IZQUIERDO			
Tipo	Zonificada con Núcleo Central		
Cota de Coronación	3744.90	msnm	
Altura Máxima desde la Cimentación	31.78	m	
Longitud Total de Coronación	300	m	
DIQUE LATERAL DERECHO			
Tipo	Zonificada con Núcleo Central		
Cota de Coronación	3744.9	msnm	
Altura Máxima desde la Cimentación	25.4	m	
Longitud Total de Coronación	1324.50	m	
TOMA DE FONDO Y DESCARGA			
Ducto subterráneo			
Tipo	Circular de Concreto		
Longitud	242.9	m	
Diámetro	3.00	m	
Válvula Diámetro	1.20	m	
Dos Compuertas de Descarga Planas	1.4 x 1.4	m	
CANAL DE DESCARGA SUPERFICIAL			
Tipo	Trapezoidal, revestido		
Longitud	69.70	m	
VERTEDERO DE MASIAS			
Cota de cimancio	3741.7	msnm	
Ancho de cimancio	5.0	m	
Ancho del Canal de Aproximación	5.0	m	
Ancho de la Rápida	2.50	m	
Longitud Total	247.70	m	

Tabla N° 3.2 Parámetros Generales de la presa y obras hidráulicas / FUENTE:
GRA-PERC – OPEMAN

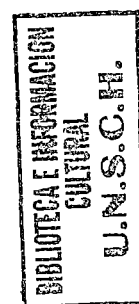




Foto N° 3.2 Vista satelital de la presa Cuchoquesera

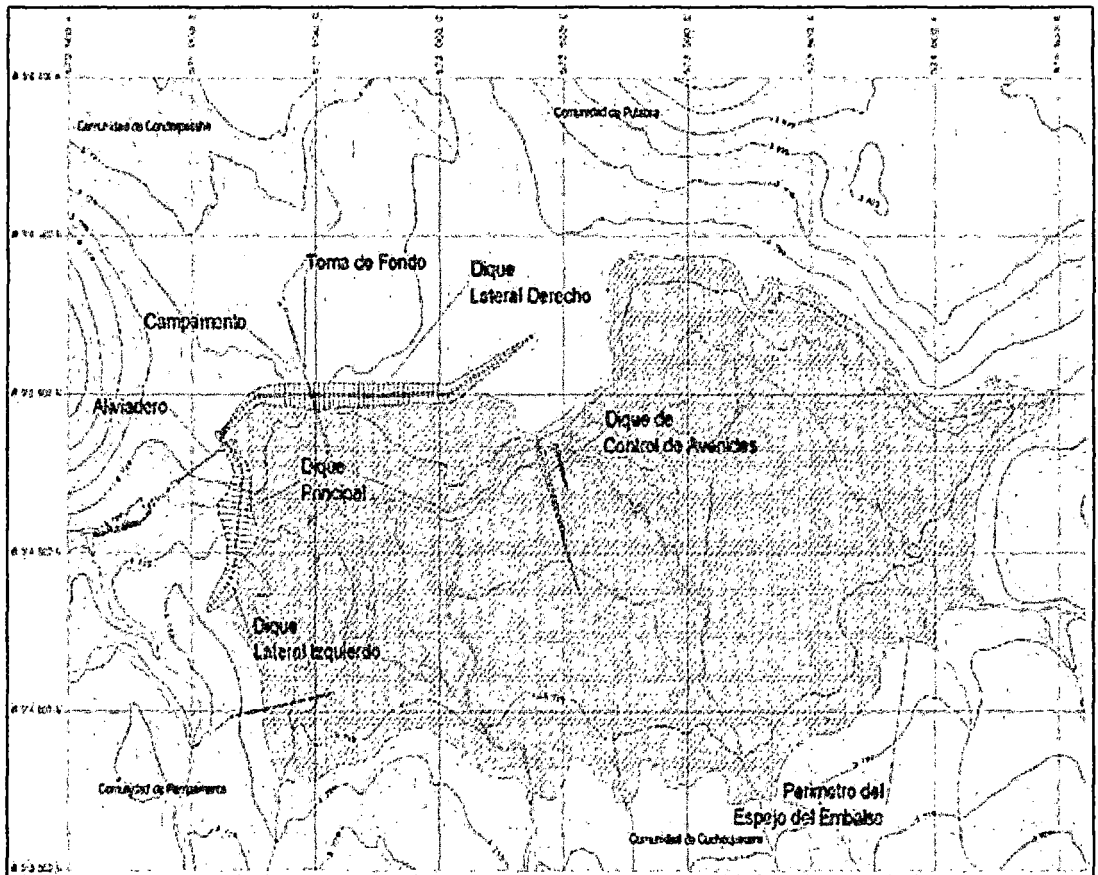


Imagen N° 3.1 Vista en planta de la presa Cuchoquesera

a) Vertedor de demasías

La cota de la cresta es de 3742 m.s.n.m. Longitud de cresta es de 5.15 m, altura de la lámina vertiente de 1.80 m., Coeficiente de descarga $C = 2.125$, capacidad de descarga en avenidas máximas: 26.43 m³/s, altura de olas 1.20m.



Foto N° 3.3 Vertedor de demasías de la presa Cuchoquesera

b) Control de entrada y salida

Para medir el caudal de entrada al embalse existe un limnómetro colocado al final del canal colector en el lugar denominado Pampamarca.

Para el control de descarga existe una válvula esférica Howell Bungler con una capacidad para descargar un caudal máximo de 10 m³/Seg., además existen dos compuertas de emergencia con una capacidad de descarga de un caudal máximo de 32 m³/s., las válvulas se operan manualmente o a través de sensores electromecánicos con los que está equipado la caseta de control, las cuales trabajan con energía eléctrica proveniente de la línea de alta tensión de Mantaro o de un generador que funciona a base de petróleo.



Foto N° 3.4 Canal de entrada al embalse de Cuchoquesera



Foto N° 3.5 Cámara de compuesta y canal de descarga, presa Cuchoquesera

3.1.3.2 Sistema de descarga y regulación del Embalse Cuchoquesera

El llenado del embalse se efectúa en épocas de lluvia, es decir entre los meses de Diciembre y Abril del siguiente año. Las descargas o vaciado del embalse se producen durante los meses de estiaje entre Mayo y Noviembre de cada año según la demanda generada de la población. Para las descargas y maniobras se tiene un operador calificado de forma permanente en el Ínsito quien recibe capacitaciones y asistencias técnicas permanentes por la oficina central para realizar las maniobras de descargas que están en función a la demanda de la población para uso generalmente irrigación (cuenca alta y baja), uso poblacional de la ciudad de Huamanga almacenada y tratado en la planta de agua potable de Kicapata, Huamanga- Ayacucho; estos requerimientos llegan a un máximo de $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.1.3.3 Instrumentación Geotécnica de la Presa Cuchoquesera

Tiene como objeto determinar el estado de conservación del sistema de monitoreo con instrumentación geotécnica de la Presa Cuchoquesera, sistema que permite conocer y seguir (monitorear) los cambios que se producen tanto en el cuerpo de la presa como en su cimentación, asimismo es objeto de determinar las condiciones actuales de su operatividad.

La instrumentación geotécnica que tiene la finalidad de permitir la observación del comportamiento interno y externo de la presa durante el primer llenado y posteriormente, durante su Vida útil, como también, asentamientos, filtraciones e inclinaciones, con objeto de aportar suficiente información para verificar la seguridad de la obra.

La presa Cuchoquesera ha sido cuidadosamente implementada de instrumentación geotécnica que permitirá conocer el comportamiento de la estructura desde el inicio de su construcción y a la vez da la posibilidad de monitorear los cambios que se irán suscitando en el cuerpo de la presa a través de los años y detectar las posibles fallas.

La instrumentación geotécnica de la Presa Cuchoquesera fue instalada desde el mes de Julio del año 2000. Se cuenta con los siguientes instrumentos distribuidos en tres líneas de instrumentación ubicadas en la Prog. 0+420, Prog. 0+490 del dique principal y en la Prog. 0+970, del dique lateral, en el pie de presa aguas abajo y en la cresta misma de los diques:

a.	Celdas de Asentamiento:	09
b.	Piezómetros Eléctricos:	37
c.	Piezómetros el Casagrande:	07
d.	Inclinómetros:	06
e.	Pozos de Alivio:	62
f.	Piezómetros Abiertos:	22
g.	Hitos de Asentamiento:	40
h.	Hitos de Alineamiento:	81

Todos los instrumentos listados con a, b, c y d, son de la marca GEOKON fabricados en Estados Unidos de Norteamérica, indicándose que los piezómetros eléctricos y celdas de asentamiento funcionan con tecnología de cuerda vibrante (Vibrating Wire) que es una tecnología difundida en todo el mundo en materia de instrumentación geotécnica; las mediciones con los diferentes tipos de sensor a cuerda vibrante son registradas o tomadas mediante 02 cajas lectoras la GK-403 (piezómetros eléctricos y celdas de asentamiento) y la GK-603, esta última es exclusivamente para lecturas de los inclinómetros.

La instrumentación está instalada para los diferentes niveles de auscultación: auscultación de la cimentación, auscultación zona de contacto y auscultación del cuerpo de presa y diques. (Ver Imagen N°3.2, N°3.3, N°3.4).

Para el control de análisis de estabilidad de talud del dique de la presa se viene realizando control de lecturas de Inclinómetros y de las celdas de asentamientos registradas con la Instrumentación Geotécnica instalada en la presa Cuchoquesera. (Ver anexo PL 02 y PL 03).



Fotos N° 3.6 Instrumentación geotécnica-Inclinometro, presa Cuchoquesera



Foto N° 3.7 Hitos de alineamiento e hitos de asentamiento, Cuchoquesera

Imagen N°3.2 Instrumentación geotécnica instalada en KM 0+420, presa Cuchoquequera

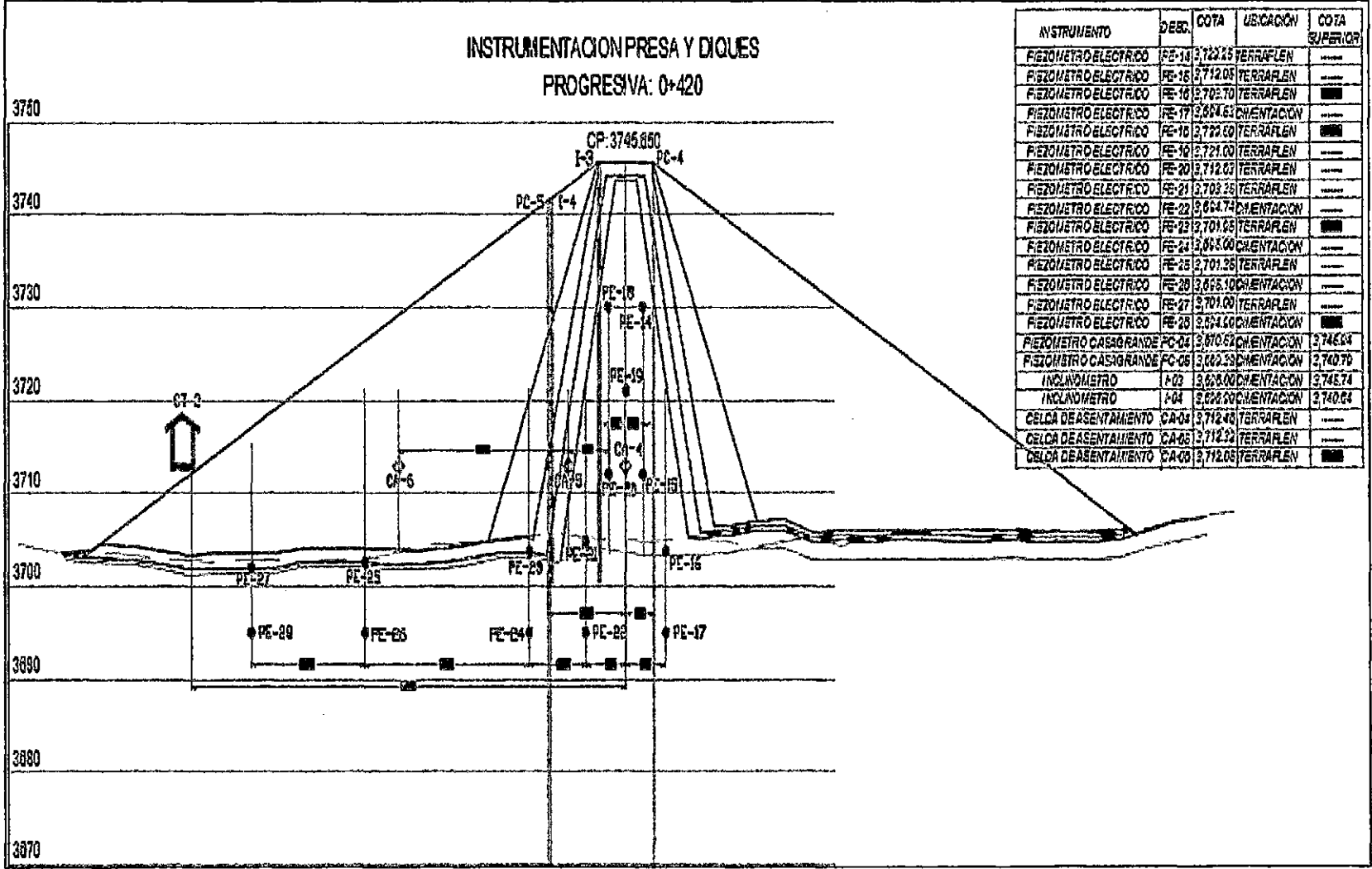
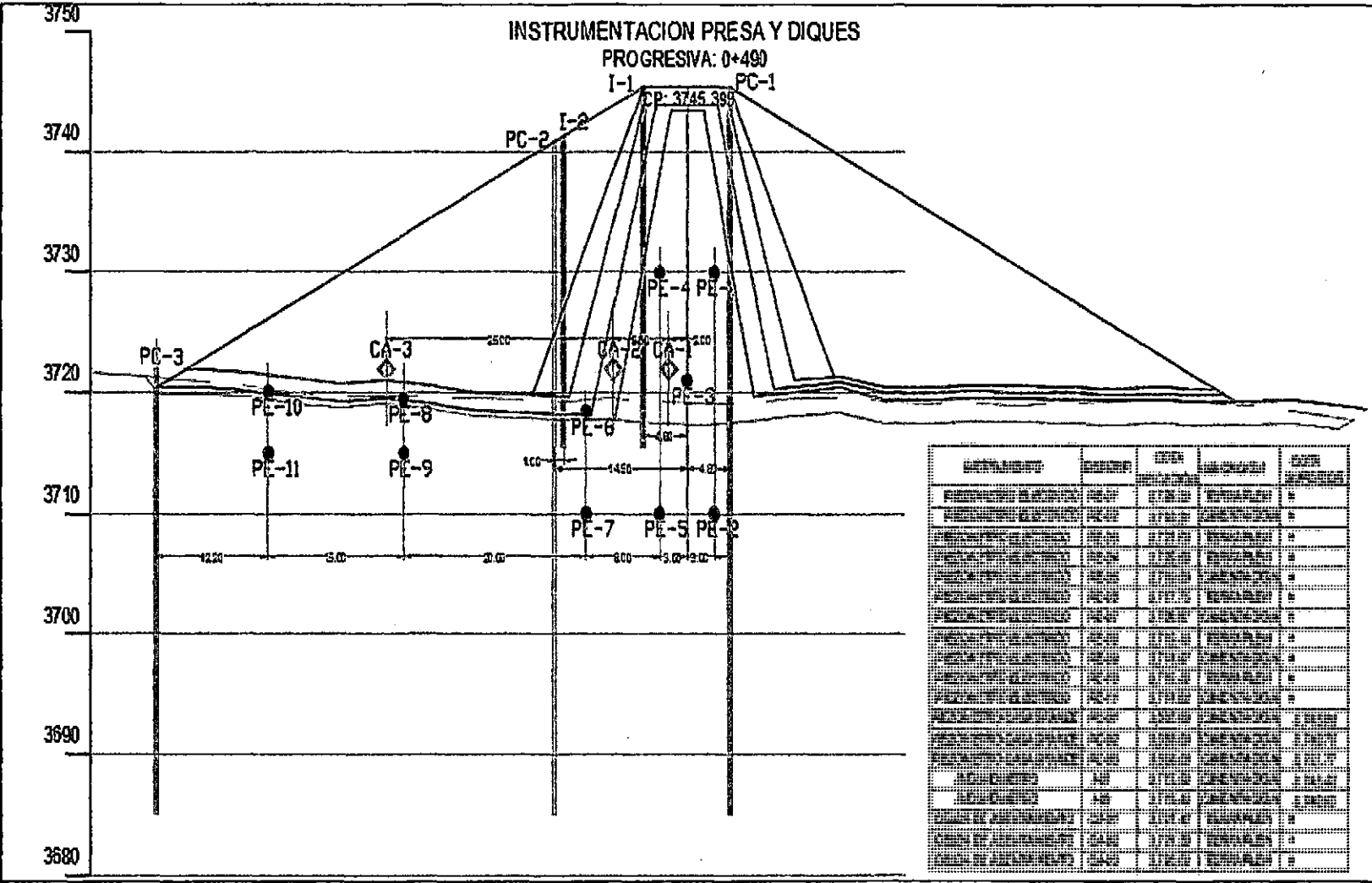


Imagen N°3. 3 Instrumentación geotécnica instalada en KM 0+490, presa Cuchoqueesera



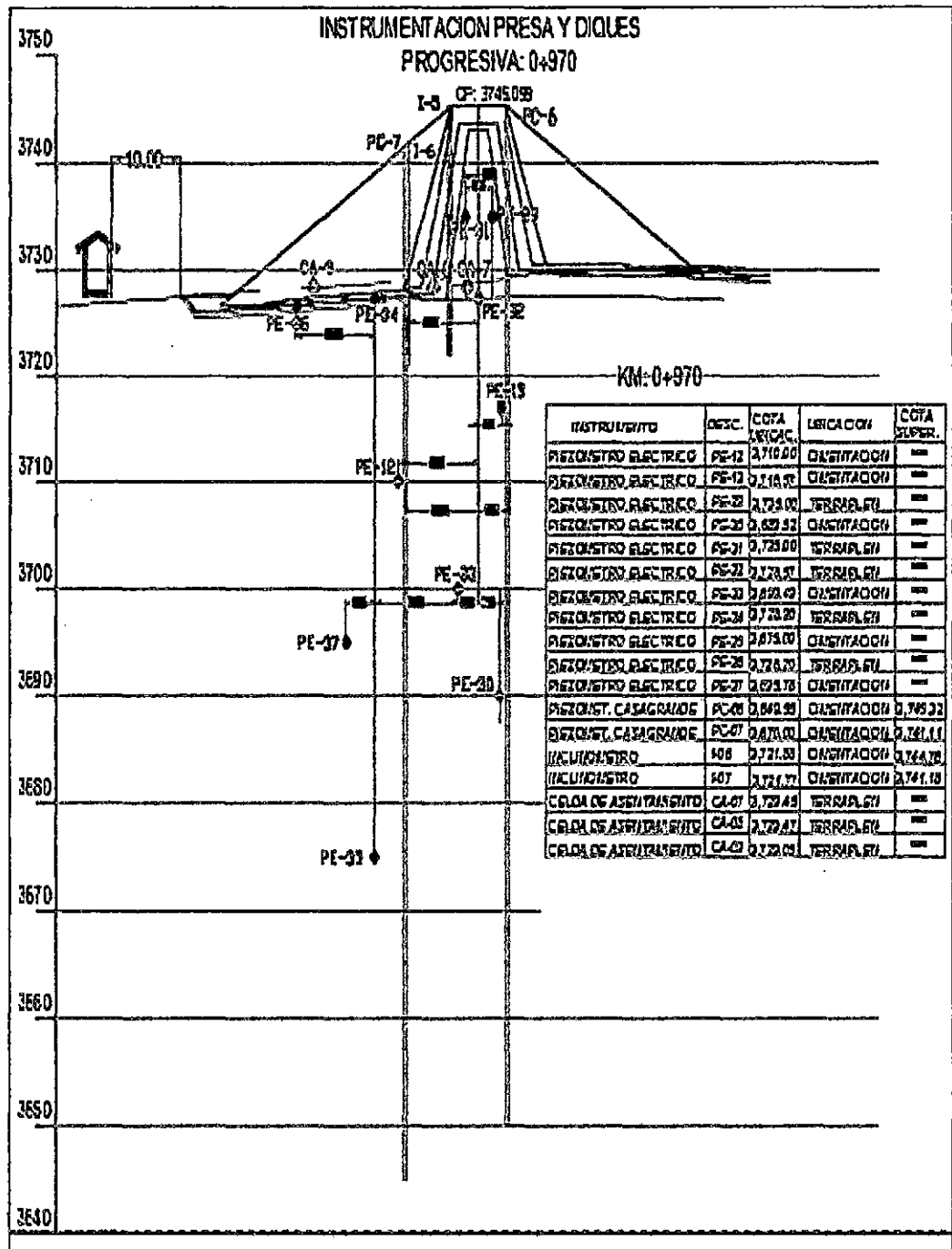


Imagen N°3.4 Instrumentación geotécnica instalada en KM 0+970, presa Cuchoquesera

A.- Secciones de instrumentación geotécnica

Se cuenta con tres secciones de instrumentación para el control de la presa, dos de ellas ubicadas en las progresivas 0+420 y 0+490 en la presa principal y la tercera en la progresiva 0+970 correspondiente al dique lateral izquierdo. En dichas secciones se instalaron los siguientes instrumentos de medición y control:

Dique Principal

➤ En la progresiva 0+420

- . Piezómetros Casagrande: 02 unidades (en cimentación)
- . Piezómetros Eléctricos : 15 unidades (10 en terraplén y 5 en cimentación)
- . Celdas de Asentamiento : 03 unidades
- . Inclínómetros : 02 unidades

➤ En la progresiva 0+490

- . Piezómetros casagrande : 03 unidades (en cimentación)
- . Piezómetros Eléctricos : 11 unidades (6 en terraplén y 5 en cimentación)
- . Celdas de Asentamiento : 03 unidades
- . Inclínómetros : 02 unidades

Dique Lateral

➤ En la progresiva 0+970.

- . Piezómetros Casagrande : 02 unidades (en cimentación)
- . Piezómetros Eléctricos : 11 unidades (5 en terraplén y 6 en cimentación)
- . Celdas de Asentamiento : 03 unidades
- . Inclínómetros : 02 unidades

Pie de Presa

- . 62 Pozos de Alivio

En Corona y Talud

- . 40 Hitos de Alineamiento
- . 81 Hitos de Asentamiento

Tabla N°3.3 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+420

DISTRIBUCION DE LA INSTRUMENTACION GEOTECNICA						
INSTRUMEN TO	CODIGO	UBICACIÓN PROGRESIVA	FECHA DE INSTALACION	COTA INSTAL.	NIVEL FREATICO	OBSERVACION
PROGRESIVA 0 + 420						
PIEZOMETROS ELECTRICOS						
	PE - 14	0 + 420	01/05/2001	3729.65		TERRAPLEN
	PE - 15	0 + 420	23/04/2000	3712.00		TERRAPLEN
	PE - 16	0 + 420	10/08/2000	3703.70		TERRAPLEN
	PE - 17	0 + 420	05/08/2000	3694.53	3694.16	CIMENTACION
	PE - 18	0 + 420	01/05/2001	3729.54		TERRAPLEN
	PE - 19	0 + 420	08/12/2000	3721.00		TERRAPLEN
	PE - 20	0 + 420	23/09/2000	3712.83		TERRAPLEN
	PE - 21	0 + 420	05/08/2000	3703.35		TERRAPLEN
	PE - 22	0 + 420	05/08/2000	3694.74		CIMENTACION
	PE - 23	0 + 420	09/08/2000	3701.95		TERRAPLEN
	PE - 24	0 + 420	09/08/2000	3695.00		CIMENTACION
	PE - 25	0 + 420	05/08/2000	3701.35		TERRAPLEN
	PE - 26	0 + 420	05/08/2000	3695.10	3695.34	CIMENTACION
	PE - 27	0 + 420	05/08/2000	3701.00		TERRAPLEN
	PE - 28	0 + 420	05/08/2000	3694.90	3694.81	CIMENTACION
PIEZOMETROS CASAGRANDE						
	PC - 04	0 + 420	11/08/2000	3670.52	3694.13	CIMENTACION
	PC - 05	0 + 420	13/08/2000	3669.39	3693.75	CIMENTACION
INCLINOMETROS						
	I - 03	0 + 420	10/08/2000	3698.00	3698.27	CIMENTACION
	I - 04	0 + 420	10/08/2000	3692.90	3698.73	CIMENTACION
CELDAS DE ASENTAMIENTO						
	CA - 04	0 + 420	23/09/2000	3712.48		TERRAP. EJE-N
	CA - 05	0 + 420	23/09/2000	3712.32		TERRAP. - M2
	CA - 06	0 + 420	23/09/2000	3712.05		TERRAP. - M3

Tabla N°3.4 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+490

DISTRIBUCION DE LA INSTRUMENTACION GEOTECNICA						
INSTRUMENTO	CODIGO	UBICACIÓN	FECHA DE	COTA	NIVEL	OBSERVACION
PIEZOMETROS ELECTRICOS		PROGRESIVA	INSTALACION	INSTALACION	FREATICO	
	PE - 01	0 + 490	01/05/2001	3729.20		TERRAPLEN
	PE - 02	0 + 490	13/09/2000	3710.30		CIMENTACION
	PE - 03	0 + 490	07/12/2000	3721.23		TERRAPLEN
	PE - 04	0 + 490	01/05/2001	3729.09		TERRAPLEN
	PE - 05	0 + 490	13/09/2000	3710.01		CIMENTACION
	PE - 06	0 + 490	19/10/2000	3717.75		TERRAPLEN
	PE - 07	0 + 490	13/09/2000	3710.00		CIMENTACION
	PE - 08	0 + 490	13/09/2000	3719.40		TERRAPLEN
	PE - 09	0 + 490	14/09/2000	3714.97		CIMENTACION
	PE - 10	0 + 490	19/10/2000	3719.49		TERRAPLEN
	PE - 11	0 + 490	14/09/2000	3714.90		CIMENTACION
PIEZOMETROS CASAGRANDE						
	PC - 01	0 + 490	13/09/2000	3685.50		CIMENTACION
	PC - 02	0 + 490	13/09/2000	3684.45		CIMENTACION
	PC - 03	0 + 490	14/09/2000	3685.02		CIMENTACION
	PC - 04	0 + 490	05/09/2000	3670.00		CIMENTACION
INCLINOMETROS						
	I - 01	0 + 490	13/09/2000	3715.50		CIMENTACION
	I - 02	0 + 490	13/09/2000	3715.43		CIMENTACION
CELDAS DE ASENTAMIENTO						
	CA - 01	0 + 490	07/12/2000	3721.42		TERRAPLEN
	CA - 02	0 + 490	07/12/2000	3721.50		TERRAPLEN
	CA - 03	0 + 490	01/02/2001	3726.89		TERRAPLEN

Tabla N°3.5 Distribución de la instrumentación geotécnica, KM 0+970

DISTRIBUCION DE LA INSTRUMENTACION GEOTECNICA						
INSTRUMENTO	CODIGO	UBICACIÓN PROGRESIVA	FECHA DE INSTALACION	COTA INSTALACION	NIVEL FREATICO	OBSERVACION
PROGRESIVA 0+970						
PIEZOMETROS ELECTRICOS						
	PE - 12	0 + 970	05/09/2000	3710.00		CIMENTACION
	PE - 13	0 + 970	23/08/2000	3716.57		CIMENTACION
	PE - 29	0 + 970	08/12/2000	3735.00		TERRAPLEN
	PE - 30	0 + 970	23/08/2000	3689.52		CIMENTACION
	PE - 31	0 + 970	08/12/2000	3735.00		TERRAPLEN
	PE - 32	0 + 970	24/08/2000	3728.57		TERRAPLEN
	PE - 33	0 + 970	24/08/2000	3699.49		CIMENTACION
	PE - 34	0 + 970	05/09/2000	3728.95		TERRAPLEN
	PE - 35	0 + 970	05/09/2000	3675.00		CIMENTACION
	PE - 36	0 + 970	07/09/2000	3728.25		TERRAPLEN
	PE - 37	0 + 970	07/09/2000	3695.78		CIMENTACION
PIEZOMETROS CASAGRANDE						
	PC - 06	0 + 970	22/08/2000	3649.55	3666.45	CIMENTACION
INCLINOMETROS						
	I - 05	0 + 970	25/08/2000	3721.88		CIMENTACION
	I - 06	0 + 970	05/09/2000	3721.77		CIMENTACION
CELDA DE ASENTAMIENTO						
	CA - 07	0 + 970	08/09/2000	3729.45		TERRP. EJE - N
	CA - 08	0 + 970	08/09/2000	3729.45		TERRP - M 4A
	CA - 09	0 + 970	08/09/2000	3729.05		TERRP. M 4

FUENTE: GRA-PERC – OPEMAN, Registro de instrumentación geotécnica

a. Hitos Topográficos de Asentamiento e hitos de Alineamiento

- Hitos de Asentamiento (H)

Un total de 81 Hitos de Asentamiento se instalan en la cresta de la presa dique principal y dique lateral de la presa Cuchoquesera y/o a ciertos niveles de su talud de aguas abajo y sirven para medir con una estación total (debido a la precisión milimétrica (1/10mm) que se requiere) las deformaciones verticales, específicamente asentamientos o deslizamientos, lo que se complementa como información con las mediciones de las celdas de asentamiento e incluso inclinómetros instalados en el interior de la masa de la presa Cuchoquesera.

- Hitos de Alineamiento (AP)

Se han instalado 40 Hitos de Alineamiento ubicados en la coronación de ambos diques únicamente en la cresta de la presa (alineadas hacia el borde aguas debajo de la cresta), sirven para medir variaciones horizontales que pueden ocurrir como resultado de los empujes del llenado del embalse o también deformaciones a causa de deslizamientos.

Existe una data inicial de toma de datos dejada por la constructora y por parte del PERC – OPEMAN su control principal es el monitoreo de los desplazamientos externos que presenta el dique producidos durante el llenado y desembalse de la presa Cuchoquesera. (Fig.Nº 3.8 y Fig.Nº 3.9).



Foto N° 3.8 Hito de alineamiento



Foto N° 3.9 Hito de asentamiento

b. Inclinómetros (I)

Se instalaron 6 inclinómetros en 3 secciones diferentes de la Presa Cuchoquesera, son equipos que permiten monitorear como se está deformando el cuerpo de la presa, que dirección sigue la deformaciones horizontales (deslizamientos o remoción de masas) que ocurren en la masa del cuerpo de la presa, para lo que se instala una tubería en posición vertical por cuyo interior se introduce una sonda inclinométrica, sensores que proporcionan el ángulo de inclinación del elemento con la que se registran las deformaciones con respecto a la vertical.

Los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de los deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo.



Fotos N° 3.10 Equipos utilizados en mediciones de inclinometro, presa Cuchoquesera

Desde el año 2001 se viene registrando los datos históricos de toda la instrumentación geotécnica instalada en la presa Cuchoquesera, las cuales se encuentra a cargo de la oficina de operación y mantenimiento – OPEMAN del EX-PERC (Proyecto Especial Río Cachi). Para cuestiones de validación y conocimientos utilizamos los datos pico históricamente que han venido dándose según las etapas de llenado de la presa.

- En mayo del 2002 se realiza la primera etapa de llenado alcanzándose a la cota de 3732.22 msnm. y un volumen de 46.10 MMC en el embalse.
- La segunda se realiza en Mayo del 2004 alcanzándose a la cota de 3736.88 msnm, y un volumen de 63.15 MMC. En el embalse.
- El llenado a la capacidad máxima operacional de la presa se da en el año 2011 donde se alcanza la máxima cota operacional (NAMO) de 3741.70 msnm. y se llega al volumen de diseño de 80 MMC, en consecuencia haciéndose uso por primera vez el vertedero de demasías y detectándose los máximos registros en los instrumentos instalados.

3.1.3.4 Materiales que conforma el dique de la presa Cuchoquesera

La estructura de la presa Cuchoquesera, está conformada por materiales terraplenados, cuenta con núcleo zonificado, espaldones de enrocado y en su sección máxima tiene 44m de altura sobre fundación; La fundación de la presa fue tratada con inyecciones de lechadas de bentonita y cementos para la consolidación e impermeabilización. En un sector de la base del embalse, se instaló geomembrana para reducir las pérdidas por infiltración. La construcción de esta estructura concluyó en Julio del 2001 y la instrumentación geotécnica se terminó de instalar el 15-10-2001.

Los taludes del valle son asimétricos y su relieve denota que han sido tallados por glaciares y subsecuentemente erosionados, la región está

ubicada en la región central y sur de los Andes dentro de la placa sudamericana, la que se caracteriza por una considerable distribución de fallamientos, sin embargo no se ha detectado actividad neotectónica o fallas activas en las zonas cercanas al sitio de la Presa Cuchoquesera.

Los materiales que conforman la fundación del dique principal, dique lateral, se muestra en la tabla N° 3.6.

Tabla N° 3.6 Características geotécnicas de la roca de fundación

CARACTERISTICAS DE LA ROCA	PARAMETROS
Peso específico característico (seco)	2.43 Ton/m ³
Módulo de elasticidad de la Andesita moderadamente	86,350 Kg/cm ²
Índice de Poisson de la Andesita	0.19
Ángulo de fricción de la roca (ϕ)	41°
Cohesión efectiva de la roca (C')	24.2 Ton/m ²
Ángulo de fricción del macizo de falla.	21°
Cohesión para el mismo macizo rocoso a la falla	4 Ton/m ²

FUENTE: GRA - OPEMAN

A. Núcleo

El núcleo es la zona central impermeable de la presa cuchoquesera compuesto de material de arcilla en un 70 %, materiales finos en 20 % y un 10 % materiales menores de 2" a 3". Compactado por maquinarias de capas desde el terraplén. Dichos materiales son procedente de la cantera "I", "C", de origen morrénico, estos materiales tienen la característica de ser altamente trabajable y presentan una facilidad en el proceso de la compactación con espesores de capas cercanas a los 40 cm. El material isotrópico seleccionado tiene las siguientes características físicas y mecánicas:

- Índice plástico de : IP < 12
- Limite Liquido : LL= 35.4 – 35.5 – 36.6 %

- Limite Plástico : LP= 23.9 – 24.1 – 27.4 %
- Humedad Optima : OH= 33.2 – 31.6 – 32.8 %
- Densidad Máxima : $\rho = 1.417 - 1.483 - 1.422$ gr/cc
- Coeficiente de permeabilidad: $K = 2.5 \times 10^{-8}$ m/s

B. Transiciones y Filtros

Ubicadas en todo el dique principal y dique lateral de la presa, su objetivo es disminuir la presión de agua al permitir su descarga, y evitar la tubificación, su diseño es de tal forma que no ocurra movimiento de las partículas en el cuerpo de la presa. Los materiales para las transiciones y filtros provienen de las canteras “D”, “I” (ver plano N°2) por presentar una granulometría bien definida y que tiene baja resistencia al ensayo de intemperismo.

C. Enrocado

El enrocado comprende rocas entre 40 a 60 Cm de diámetro como material grueso y de 10 a 15 Cm de diámetro de material de menor dimensión, procedente de las canteras Milagritos y Botijuela, ubicado a 1.5 Km de distancia del eje de la presa. Además se tiene el material mayores a 40 – 60 Cm de diámetro en las diferentes canteras de préstamo que se utiliza protección.

El enrocado es un material permeable y pétreo que se ubica en todo el dique principal y dique lateral de la presa, ubicado aguas abajo para reducir las presiones intersticiales por el agua filtrada, y ubicada aguas arriba para permitir la disipación de presiones al hacer un desembalse rápido y para proteger los taludes de erosión por el oleaje.

Las características físicas y mecánicas obtenidas en el laboratorio de los distintos materiales de relleno para la presa se muestran en la tabla N°3.7.

Tabla N° 3.7 Características mecánicas de los materiales

MATERIAL	DENSIDADES Ton/m ³			TENSIONES "Ton/m ² "		ANGULO DE FRICCION "Grados"	
	Húmeda	Saturad	Sumergida	Total	Efectivo	Total	Efectivo
Cantera I	1.97	1.99	0.99	3.3	0.0	7°	15°
Cantera C	1.92	1.96	0.96	1.6	0.0	11.5°	18.5°
Cantera D	1.90	1.98	0.97	2.3	0.0	10.5°	16°
Espaldones	2.21	2.3	1.3	0.0	38°
Transiciones y filtros	2.21	2.3	1.3	0.0	35°

FUENTE: GRA-PERC – OPEMAN

D. Material Gesintético

La Geomembrana se define como un laminado flexible, un revestimiento o barrera de líquidos y vapores las cuales por lo general, son fabricadas a partir de combinaciones de polímeros. Su principal función es ser una barrera IMPERMEABLE, servir como aislante entre diferentes medios para impedir que se presenten filtraciones no deseadas.

Las características de la Geomembrana Instalada en el proceso constructivo de la Presa Cuchoquesera, se muestra en la tabla N° 3.8.

Tabla N° 3.8 Características del material geosintético - Geomembrana

N°	DESCRIPCION	CARACTERISTICAS
01	Tipo	PVC
02	Color	Negro
03	Espesor	1.0mm
04	Permeabilidad "K"	1.0×10^{-11} m/s a 1.0×10^{-12} m/s
05	Peso específico	1.27 gr/cm^3
06	Rango de temperatura de trabajo	10°C a 50°C.

FUENTE: GRA - PERC - OPEMAN



Foto N° 3.11 Material geosintético utilizado en la impermeabilización del dique y vaso de la presa Cuchoquesera, conforme a obra 2001.

3.1.3.5 Tratamiento del vaso de Almacenamiento

Para la zona del vaso y el antiguo cauce del río de Chahuamayo se ha realizado un tratamiento especial para dar continuidad a la carpeta impermeable del vaso en toda su extensión. En la parte del estribo del dique principal se conecta la carpeta impermeable al antiguo cauce del río Chahuamayo, previamente rellenada con material impermeable, logrando así una buena conexión de la carpeta con el cauce del río y una buena impermeabilización de todo vaso de la presa Cuchoquesera.

El dentellón o muro perimetral está ubicado al final de la carpeta natural del vaso, para evitar los flujos horizontales y formar así una unidad continua impermeable. El dentellón perimetral se conecta con el dentellón del dique principal de avenidas del río Chahuamayo, formando así una carpeta de las dimensiones siguientes:

- Largo, desde el pie del talud de la presa, cerca de 800 m.
- Ancho desde el pie del talud del dique de 600 m.

3.2 MATERIALES, EQUIPOS E INFORMACION REQUERIDA

3.2.1 Materiales y Equipos

Materiales:

- Libreta de campo
- Pintura esmalte
- Estacas de madera
- Pincel
- Materiales de escritorio en general

Equipos:

- Inclinometro
- Caja lectora (registrador)a cuerda vibrante (modelo GK – 403)
- Sonda inclinométrica (modelos CASSING - 6000)
- Estación total, modelo LEICA con 03 Prismas
- 01 Wincha de lona de 50 ml
- 01 Flexómetro de 5 m
- 01 GPS GARMIN navegador
- 01 Laptop Toshiba Core “i7”
- Una computadora core CUARD DUO
- 01 calculadora HP -50g

Softwares:

Utilizados en el proyecto de tesis, fueron los siguientes:

- Rocscience Slide Versión 5.0
- DMM PRO Windows Versión 2.9.1
- AutoCAD Civil 3D -2015
- ArcGIS 10.1
- Google Earth
- Office Windows 7
- Hojas de cálculo

3.2.2 Información requerida

Corresponde la fuente oficial del GRA – OPEMAN, EX_PERC, entre la documentación obtenida podemos citar.

- a. Documentación de estudios realizados en la Presa Cuchoquesera.
 - Supervisión de obra: Presa Cuchoquesera, diques laterales y obras conexas, Proyecto Integral Rio Cachi – informe, mayo 2000, Harza-Engineering Company International L.P.
- b. Documentación con respecto a los planos y especificaciones técnicas. (Planos conforme a obra del año 2001).
 - Planos planta, perfil y secciones transversales del dique de la presa.
 - Planos conforme a obra de las Inyecciones en la fundación por debajo de la presa.
 - Planos de instrumentación geotécnica.
 - Planos del tratamiento del vaso.
- c. Documentación con respecto a los registros de la instrumentación geotécnica realizados Enero 2013 al Marzo 2014 en la Presa Cuchoquesera.
 - Registro de los 06 inclinómetros, instalados en la cresta y aguas abajo del dique del embalse cuchoquesera.
 - Registro de los controles topográficos de hitos de alineamiento (AP), 40 unidades.
 - Registro de los controles topográficos de hitos de asentamiento (H), 81 unidades.

3.3 METODOLOGIA

3.3.1 Diagnostico

El diagnóstico aplicado en la presa Cuchoquesera, se realizó un análisis exhaustiva y circunstanciado en el in situ de la infraestructura actual, que comprende la operación y mantenimiento durante la fase de campo, identificando los diversos problemas relacionados con la estabilidad de talud del dique de la presa. El diagnóstico va a permitir identificar los posibles problemas de la presa referidos al análisis de estabilidad como análisis externo: asentamientos, alineamientos y análisis interno: tipo de falla, inclinación vertical y horizontal respecto al eje y/o instalado en el proyecto determinando el factor de seguridad. Lo mismo el uso de Software computacional obtenidas mediante los principios de la teoría de equilibrio limite.

El presente informe es básicamente una sistematización de conocimientos obtenidos de la revisión bibliográfica donde predomina la descripción y deducción de la información referido a la determinación de ecuaciones y fórmulas para cada método, así el uso de los Softwares que sirven para calcular el factor de seguridad en estabilidad de taludes. Lo mismo el uso de la instrumentación geotécnico como el inclinómetro mediante el uso del programa DMM. En materia de aprovechamiento del recurso hídrico para establecer las posibilidades y limitaciones de aprovechamiento planificado y racional, como base para el desarrollo sostenible de la agricultura y elevar la calidad de vida de la población beneficiaria.

La metodología utilizada para la elaboración del diagnóstico corresponde a las siguientes fases:

3.3.2 Fase N°1 Reconocimiento y Diagnóstico

Se realizó un previo reconocimiento general del área de influencia del proyecto en estudio, permitiéndonos determinar las posibles causas, asimismo reconocer las vías de comunicación, como carreteras, y medios de comunicación. Se viajó y permaneció en el campamento de la presa para la verificación del funcionamiento del sistema de la presa y la operatividad de la instrumentación geotécnica instalada.

3.3.3 Fase N°2 Evaluación de campo

En esta parte del trabajo de la investigación, se realizó actividades que conllevan a recopilar informaciones obtenidas de toda la instrumentación geotécnica instalada en la presa, mediante los equipos existentes y manejados por la institución.

- Lectura de la instrumentación geotécnica instalada

En las referidas secciones de instrumentación geotécnica se encuentran instaladas los inclinómetros (I), celdas de asentamiento (CA) y celdas de alineamiento (CL) ubicados aguas arriba, aguas abajo y en la cresta del cuerpo de la presa. Los controles se realizan dos veces a la semana y en épocas de llenados del embalse en forma interdiaria o cuando se requiera el reporte del comportamiento de los diques.

- Inspección visual

En esta fase se realizó el recorrido de todo el sistema de los diques para observar y diagnosticar algunas anomalías como la caída de piedras de los taludes, asentamientos, deterioro de los instrumentos. Estas inspecciones se realizaron en forma permanente.

3.3.4 Fase N°3 Trabajo de gabinete

De acuerdo al diagnóstico y evaluaciones efectuadas en las fases anteriores se realizó el proceso de los datos para demostrar los objetivos específicos señalados. El trabajo de gabinete es la parte del estudio del análisis de un procesamiento automático de la información recopilada, se realizaron los siguientes pasos:

- Características geométricas de la estructura del dique principal y dique lateral, donde se encuentra instalada las secciones de instrumentación geotécnica.
- Las características y parámetros de los diferentes materiales que conforman el cuerpo y la fundación de la presa.
- Procedimiento de la instrumentación geotécnica como Inclinometro.
- El proceso de operación del llenado, desembalse de la presa, verificación del nivel de agua máximo operativo (NAMO)
- Uso del programa SLIDE V. 2005, verificando sus ventajas y limitaciones.

3.3.4.1 Modelización del dique con el programa SLIDE V. 2005 e instrumentación geotécnica aplicado a la presa Cuchoquesera

Las características generales de la presa Cuchoquesera se resume en las tablas N° 3.1 y tabla N° 3.2, coordenadas en la tabla N°3.9 y N°3.10, y las secciones en la imagen N° 3.6 y N° 3.7 donde se representan la vista en planta y corte típica de la presa Cuchoquesera.

Para verificar la estabilidad o la inestabilidad del dique de la presa Cuchoquesera, se desarrolló la modelización del dique a través del programa Slide y la verificación con la instrumentación geotécnica, a presa llena, con sismo, desembalse rápido. El 13 de abril del 2011 llega a su Nivel de Agua Máximo Operativo (NAMO) para el que fue diseñada la presa, estos niveles

corresponden a la cota de 3741.70 m.s.n.m. y un volumen de 80MMC de embalse. La guía del modelamiento a través del Slide se muestra paso a paso en el anexo N° 7.2.1.

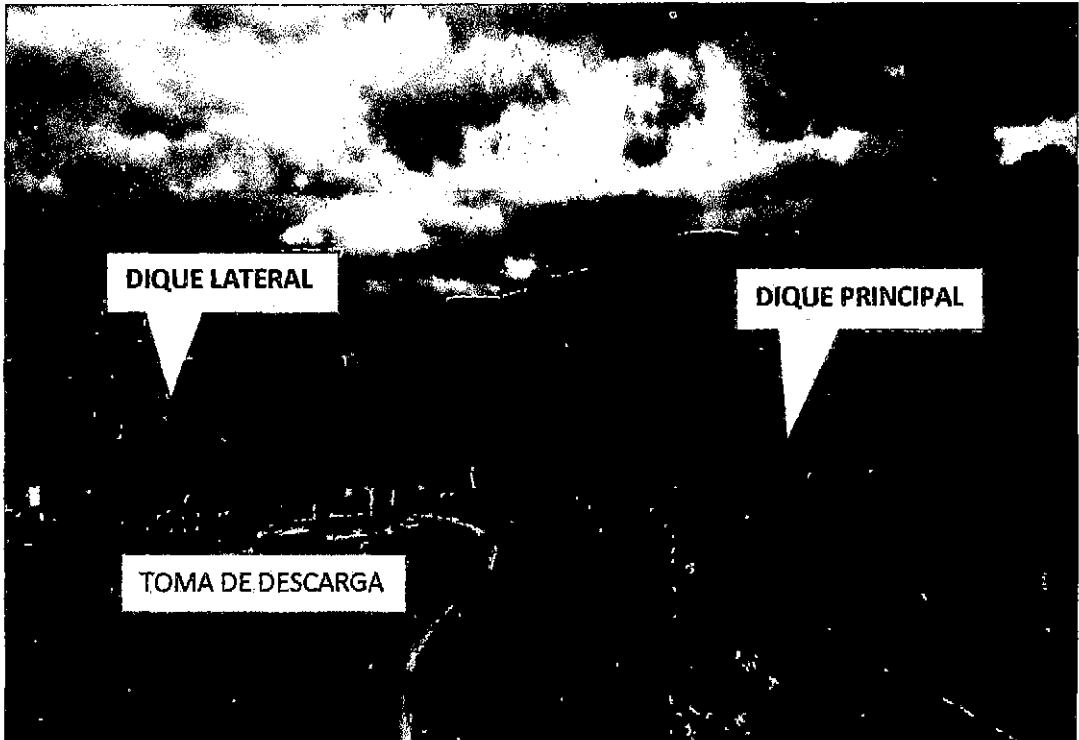


Foto N° 3.12 Vista de la presa en su capacidad máxima 80MMC de volumen, corresponde a la cota de 3741.70 m.s.n.m.

Para la modelación de la presa se tomó una sección en la Prog: 0+420 en el dique principal y una sección en la Prog: 0+970 en el dique lateral, cada una de estas secciones se ha tenido en cuenta los estudios realizados en la geología, geotécnica y tratamiento de la impermeabilización de la presa. Cada una de ellas tiene sus coordenadas perimétricas y sus características de los materiales. En este caso nos basamos en la documentación obtenida de la /FUENTE: GRA – PERC - OPEMAN.

A. Procedimiento del modelamiento del software SLIDE V. 2005

Para la modelación de estabilidad de talud se definió el perfil geométrico de cada material que conforma el dique de las secciones 0+420 y 0+970 que son los más críticos de la presa en estudio.

Siguiendo el procedimiento para la modelación de estabilidad de talud:

- a. Generación y/o definición de la sección del dique a modelar en software AutoCAD.
- b. Abrimos el programa siendo la versión u otra, clic en Analysis > Project Settings...
- c. Ingreso de los límites externos y secciones internas de cada geometría de la estructura que conforma el dique y la parte sub basamento de la presa: Boundaries > Add External Boundary...
- d. Se define los límites del talud para el modelamiento; Surfaces > Slope Limits > Define Limits...
- e. Determinación de la zona del análisis ya sea aguas abajo o aguas arriba: Surfaces > Auto Grid...
- f. Una vez definido la sección geométrico del dique, se alimenta las propiedades de cada material en cuanto a la estabilidad obtenidos del laboratorio de mecánica de suelos (Información dados de la presa en estudio) como el Peso Específico (KN/m³), Cohesión (KN/m²) y Angulo de Fricción (Grados) para esta investigación y asignamos cada material: Properties > Define Materials...
- g. Selecciono los métodos para la investigación como Bishop simplified, Janbu simplified y Spencer: Analysis > Project Settings > Methods...

- h. Se corre el programa: Analysis > Compute...
- i. Finalmente se interpreta de los resultados del análisis para diferentes situaciones a presa vacía, a presa llena, sin sismo, con sismo, desembalse rápido como aguas abajo, aguas arriba: Analysis > Interpret...
 - Análisis a presa llena, con sismo, aguas arriba
 - Análisis de desembalse rápido a presa llena, con sismo, aguas arriba.

A. Dique Principal: Sección 0+420

Para la sección en estudio se tiene las coordenadas perimétricas y las propiedades de los materiales que conforma la presa y terreno de fundación, que contiene la tabla N° 3.9, las cuales contienen las coordenadas perimétricas y propiedades de los materiales que conforman el cuerpo de presa, la pantalla de impermeabilización, las capas de tratamiento del vaso y fundación que está por debajo de la presa. Como se muestra en la imagen N° 3.5.

B. Dique Lateral: Sección 0+970

También para esta sección en estudio se tiene las coordenadas perimétricas y las propiedades de los materiales que conforma la presa y terreno de fundación, que contiene la tabla N° 3.10, las cuales contienen las coordenadas perimétricas y propiedades de los materiales que conforman el cuerpo de presa, la pantalla de impermeabilización, las capas de tratamiento del vaso y fundación que está por debajo de la presa. Todos estos resumidos en 6 tipos de materiales distintas, tal como se muestra en la imagen N° 3.6.

COORDENADAS DE SECCION DEL DIQUE PRINCIPAL DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+420																			
DIQUE		ANDESITA ROJA		ANDESITA GRIS		SUELO LAGUNAR		NUCLEO		FILTRO		FILTRO		ESPALDON		VASO		AGUA	
CONTORNO		MATERIAL 6		MATERIAL 7		MATERIAL 5		MATERIAL 1		MATERIAL 2		MATERIAL 3		MATERIAL 4A		MATERIAL D		AGUA	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.000	0.000	0.000	52.690	0.00	76.20	270.61	76.20	79.540	76.200	0.000	78.200	0.000	78.200	64.720	78.200	183.64	78.20	264.430	15.000
64.430	0.000	39.090	53.720	170.61	76.20	76.51	78.200	87.750	117.250	2.220	76.700	73.250	78.200	65.250	119.250	183.64	80.00	100.590	15.000
64.430	80.000	63.000	99.520	233.60	65.82	264.430	78.20	90.750	117.250	76.560	76.700	65.250	118.250	93.250	119.250			95.700	14.340
74.620	80.000	63.000	66.200	264.43	56.91			98.460	78.700	66.750	118.250	65.250	119.250	113.020	79.700			94.570	13.850
64.430	79.700	55.390	69.020					66.230	76.700	91.750	118.250	93.250	118.250					93.250	12.090
83.250	119.250	30.340	67.050					74.820	80.000	101.510	79.200	93.250	119.250					80.910	102.650
65.250	119.250	0.000	66.200					64.430	60.000	165.330	79.200	104.810	79.700					66.250	95.840
26.030	66.350									174.820	60.000	164.430	79.700					79.530	62.630
22.050	66.350											174.820	60.000					67.700	64.340
7.360	76.200																	52.600	63.760
0.000	78.200																	26.270	79.520
																		20.870	77.670
																		3.250	76.200
																		0.000	77.670

Tabla N°3.9 Coordenadas de la sección de la presa Cuchiquesera, dique principal
KM 0+420

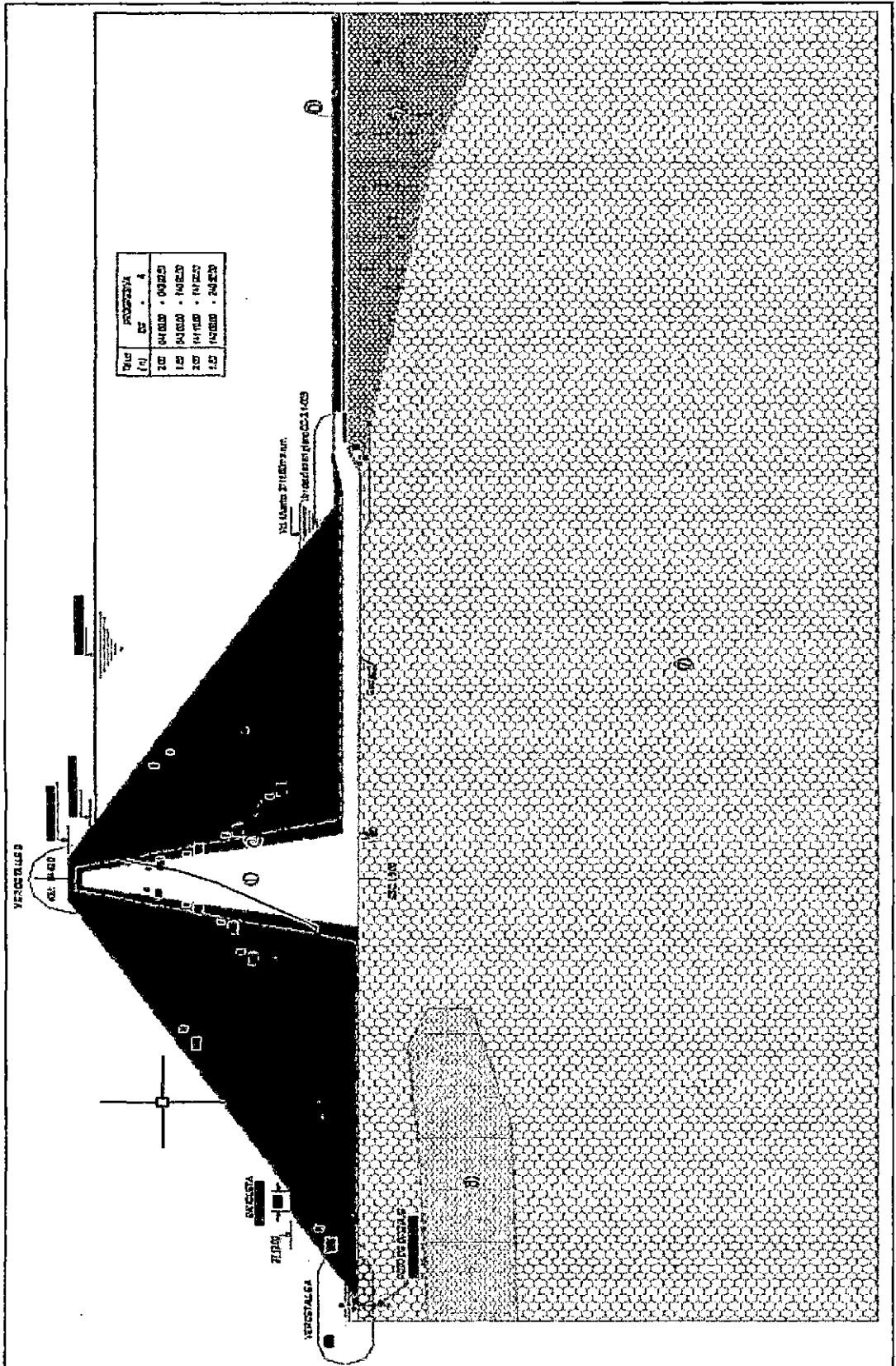


Imagen 3.5 Vista de la sección del dique Principal de la presa Cuchoquesera, KM 0+420.

Tabla N°3.10 Coordenadas de la sección de la presa Cuchoquejera, dique lateral KM 0+970

COORDENADAS DE SECCION DEL DIQUE LATERAL DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+970																	
DIQUE		S. DE FUNDACION		S. DE FUNDACION		LAGUNAR		NUCLEO		FILTRO		FILTRO		ESPALDON		AGUA	
CONTORNO		MATERIAL 8		MATERIAL 7		MATERIAL 6		MATERIAL 1		MATERIAL 2		MATERIAL 3		MATERIAL 4A		AGUA	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.000	0.000	0.000	32.840	0.000	72.970	0.000	76.330	41.110	76.800	0.000	78.390	0.590	78.400	32.946	78.849	146.580	94.540
146.580	0.000	33.240	32.330	32.180	73.300	41.110	76.800	45.080	96.040	0.590	78.400	7.340	78.460	42.580	98.040	57.210	94.540
146.580	78.710	51.360	31.740	57.890	73.290	94.570	77.120	48.080	96.040	2.240	76.890	37.140	78.930	50.580	98.040	52.430	94.330
94.580	79.310	75.860	30.020	94.910	73.010	146.580	77.030	51.460	79.110	39.180	77.440	42.580	97.040	58.757	81.676	51.570	93.650
86.210	79.290	98.890	28.510	146.580	72.030			86.210	79.290	44.080	97.040	42.580	98.040			50.270	92.210
50.580	98.040	146.580	25.080					94.580	79.310	49.080	97.040	50.580	97.040			49.170	90.300
42.580	98.040							146.580	78.710	53.300	80.130	50.580	98.040			33.520	79.930
7.340	78.460									84.310	80.290	55.190	81.660			27.980	80.270
0.000	78.390											81.476	81.781			22.550	80.330
																18.480	80.090
																14.460	79.280
																10.990	78.090
																0.596	78.396
																0.000	78.390

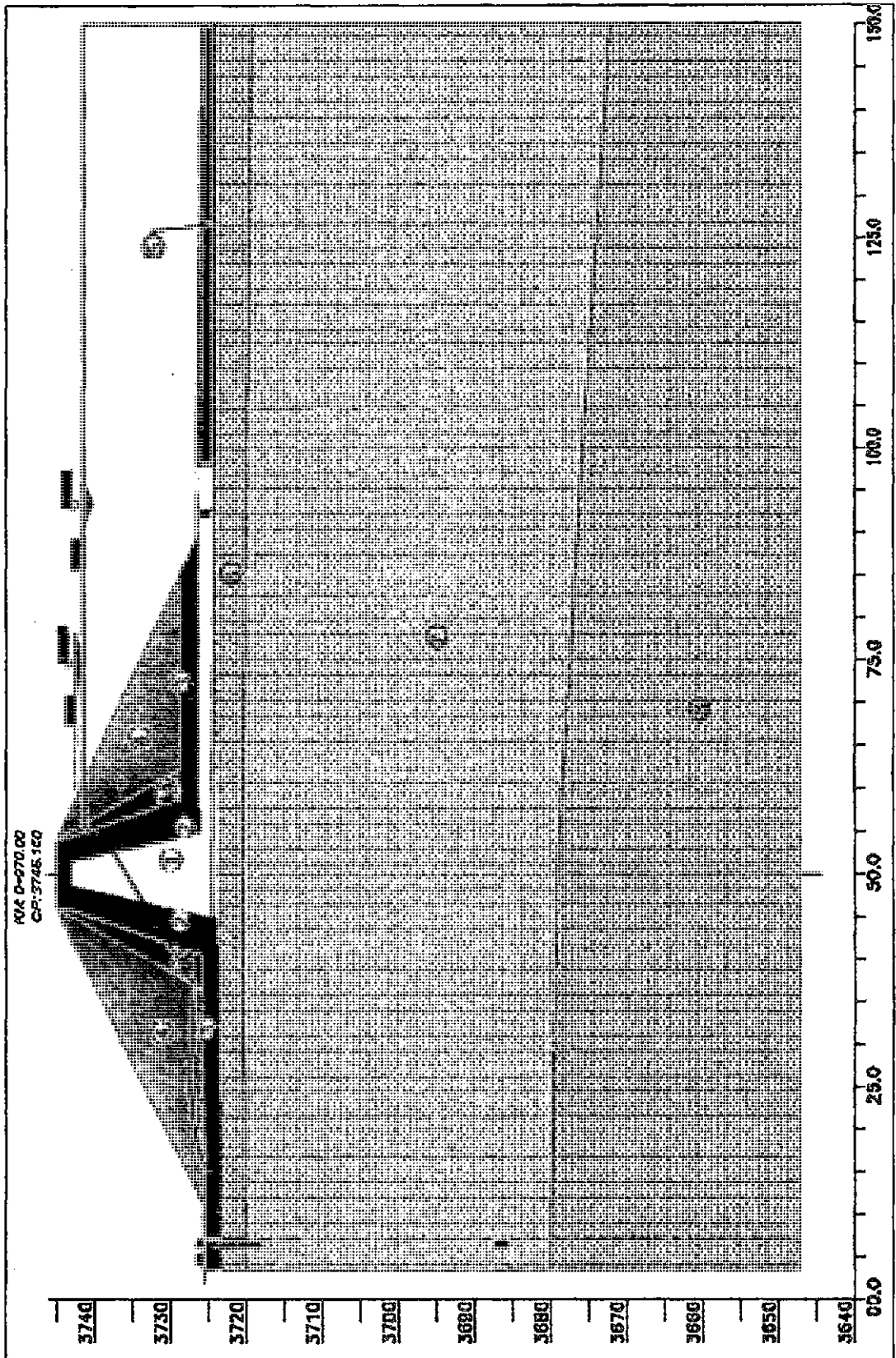


Imagen 3.6 Vista de la sección del dique Principal de la presa Cuchoquesera, KM 0+970

IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 RESULTADOS

4.1.2 Teoría y métodos de la estabilidad de taludes, parámetros geotécnicos de resistencia cortante de los materiales que intervienen en la estabilidad de talud de la presa Cuchoquesera

- Existen varias teorías y métodos, para la investigación se utilizó la teoría de equilibrio límite y métodos como: métodos aproximados (Janbu simplificado y Bishop simplificado) y métodos precisos o complejos (Spencer), basadas en las leyes de la estática, determina el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable, bajo estos principios se han diseñado y construido miles de presas desde años remotos en nuestro país y en el mundo, obteniendo resultados satisfechos. Este principio es recomendable para presas pequeñas, medianas y para presas grandes se recomienda el análisis de métodos de deformaciones aplicando elementos finitos u otros métodos numéricos.

- Para dicho análisis se debe tener en cuenta una serie de factores que influyen en la estabilidad de un talud, toman en cuenta la: geometría del talud, parámetros geológicos-geotécnicos, cargas dinámicas por acción de los sismos, condiciones de flujo de agua, etc. No todos estos factores se pueden cuantificar en un modelo matemático.
- Los parámetros geotécnicos de resistencia cortante de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad fueron facilitados por el OPEMAN –Ayacucho, de cada estrato que conforma el dique, estos parámetros fueron obtenidas de la exploración de campo y ensayos de laboratorio de geotecnia (EMS) de la fase pre factibilidad y factibilidad del proyecto, como: peso específico (KN/m³), cohesión (KN/m²), ángulo de fricción interna (ϕ). Se muestra en anexo N° 7.2.

4.1.2 Cálculo del factor de seguridad mediante la modelización del dique con el Software Rocscience/Slide V. 2005, de las secciones: KM 0+420 y 0+970 de la presa Cuchoquesera

Son determinados secciones críticas ubicadas en las progresivas: 0+420 y 0+970 debido que, son diques de mayor altura, mayor redes de flujo, además están inspección los inclinómetros recomendados por la constructora.

- Para evaluar la estabilidad o inestabilidad se ha realizado una modelación del dique con el software Rocscience/Slide V.2005, de las secciones críticas y comparadas con los parámetros mínimos establecidos.
- Por otro lado, el Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad, de tal manera que el riesgo sísmico tiene que ser necesariamente parte de la evaluación, para el presente estudio el coeficiente lateral sísmico es considerado 0.20g, valor que fue determinado del estudio de peligro sísmico. Guiándonos primero para un análisis sin sismo deberá ser

mayor a 1.30, y para el análisis pseudo-estático no será menor de 1.00. Estos valores son los que van a determinar la estabilidad de nuestra presa, establecidos por el US Corps of Engineers para presas de tierra y enrocado en método estático y sísmico (pseudostático).

4.1.2.1 Dique Principal: Sección Prog. 0+420

Factor de Seguridad a presa vacía sin sismo. En la Imagen N° 4.1, 4.2 y 4.3, se muestra un análisis estático a escala, a colores indica círculo de falla, dovelas y el factor de seguridad con los métodos Janbu Simplificado, Bishop Simplificado, y Spencer.

Factor de Seguridad a presa llena sin sismo. En la Imagen N° 4.4, 4.5 y 4.6, indica un análisis estático a presa llena, a escala, a colores indica círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos. Se observa el perfil generado en función del nivel freático, y las diferentes secciones de material actuantes en el deslizamiento.

Factor de Seguridad a presa vacía y llena con sismo. En la Imagen N° 4.7 y 4.8 a presa vacía y N° 4.9 y 4.10 a presa llena indica un análisis Seudoestático(0.2g), observando círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos. Se observa el perfil generado en función del nivel freático, y las diferentes secciones de material actuantes en el deslizamiento.

Factor de Seguridad a presa llena, con sismo, desembalse rápido. En la Imagen N° 4.11 y 4.12 indica un análisis Seudoestático(0.2g) de desembalse rápido aguas arriba observando círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos indicados.

El 13 de Abril del 2011 donde el embalse llega a su Nivel de Agua Máximo Operativo (NAMO) para la que fue diseñada y para lo cual se calculó el factor de seguridad, este nivel corresponde a la cota de 3741.70 m.s.n.m. (Ver anexo) para este nivel máximo se modelo con el programa Slide.

a. Resumen del cálculo de la modelación del dique de la Presa Cuchoquesera, km 0+420

Se muestra el cuadro de resumen de los factores de seguridad del modelamiento estático y sísmico (Pseudo-estático), para un coeficiente lateral sísmico 0.2g (VyH), considerando para presa vacía, presa llena, aguas abajo y aguas arriba, para los métodos Bishop simplificado, Janbu simplificado, y Spencer. Se muestra cuadro de resultados:

Cuadro N°4.1 Resumen de modelación con SLIDE del dique Principal, KM 0+420

FACTORES DE SEGURIDAD DEL DIQUE DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+420									
Métodos de calculo	PRESA VACIA				PRESA LLENA				
	SIN SISMO		CON SISMO		SIN SISMO		CON SISMO		
	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Desembalse rápido
Bishop Simplificado	2.370	2.015	1.580	1.320	2.277	2.492	1.492	1.353	1.320
Janbu Simplificado	2.158	1.828	1.431	1.229	2.097	2.310	1.364	1.259	1.229
Spencer	2.364	2.027	1.582	1.321	2.276	2.481	1.501	1.348	1.322
F.S promedio	2.297	1.957	1.531	1.290	2.217	2.428	1.452	1.320	1.290

Si se comparan estos resultados con los factores mínimos establecidos por el US Corps of Engineers para presas de tierra y enrocado, primero para un análisis sin sismo deberán ser mayores a 1.50, y para el análisis sísmico (Pseudoestático) no será menor de 1.00. Estos valores son los que van a determinar la estabilidad de nuestra presa. Se concluye que los taludes de esta presa son estables debido que son mayores que factores mínimos establecidos. Se observa que el factor de seguridad por el método Janbu son menores que los métodos Bishop y Spencer para diferentes condiciones.

Se muestra en las siguientes páginas algunas vistas del modelamiento:

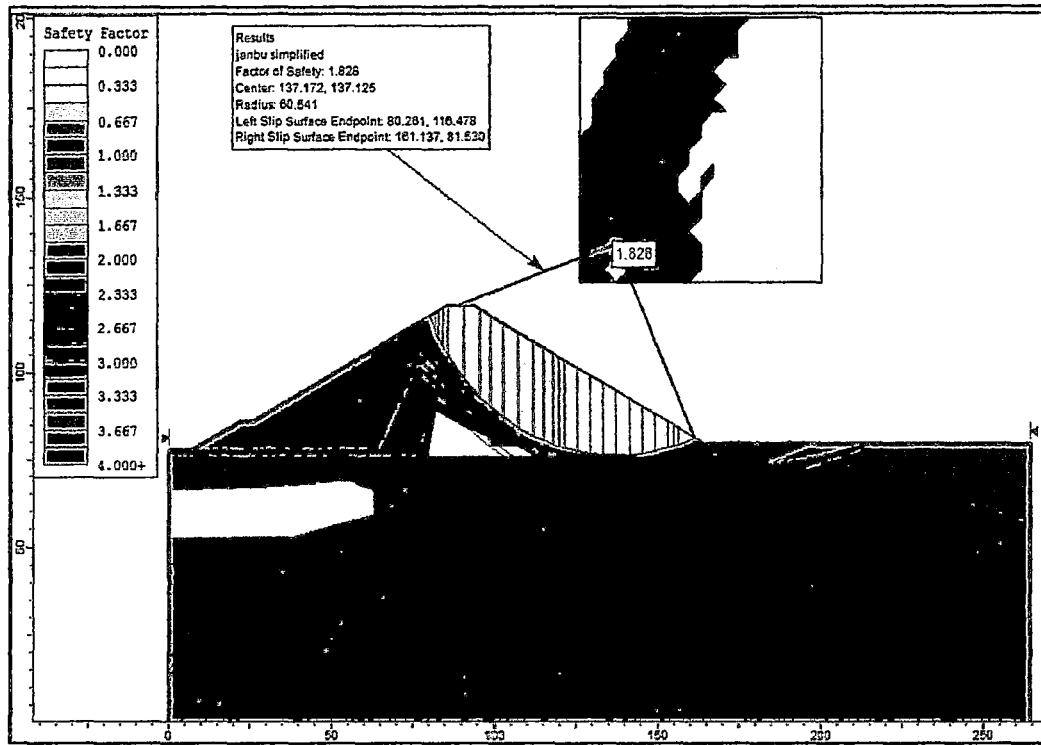


Imagen N°4.1 Análisis estático a presa vacía observando el círculo de falla, factor de seguridad; $F_s = 1.828$, método Janbu Simplificado. Sección Km 0+420 – Modelo SLIDE.

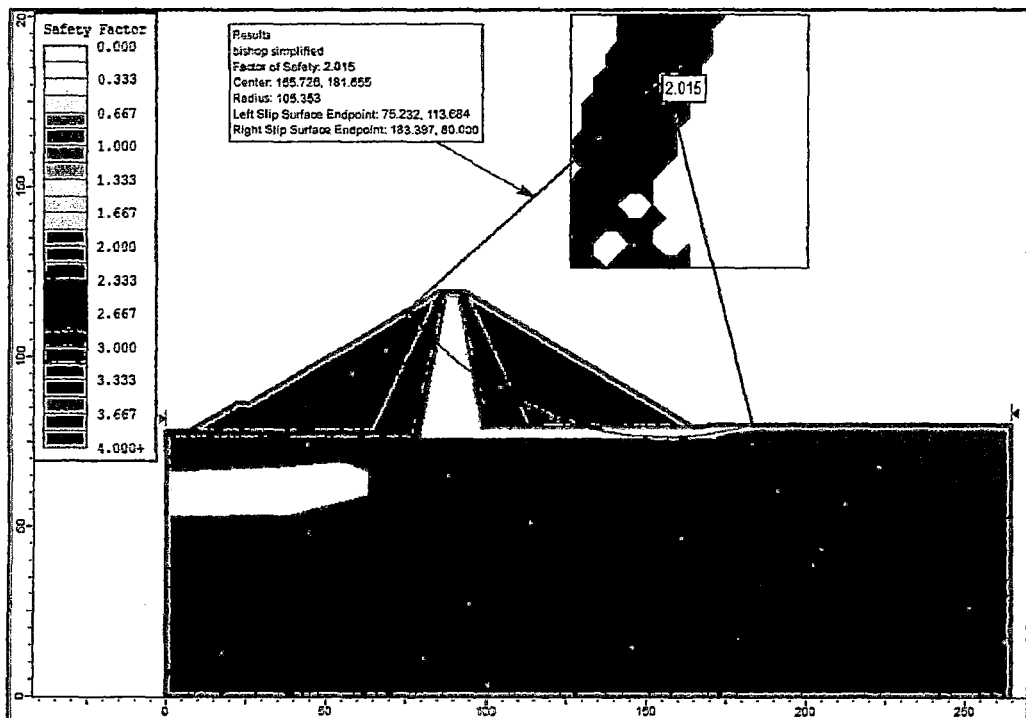


Imagen N°4.2 Análisis estático a presa vacía, se observa círculo de falla, factor de seguridad; $F_s = 2.015$, situación del talud es estable por el método Bishop Simplificado. Dique Principal, Km 0+420 - Modelo SLIDE.

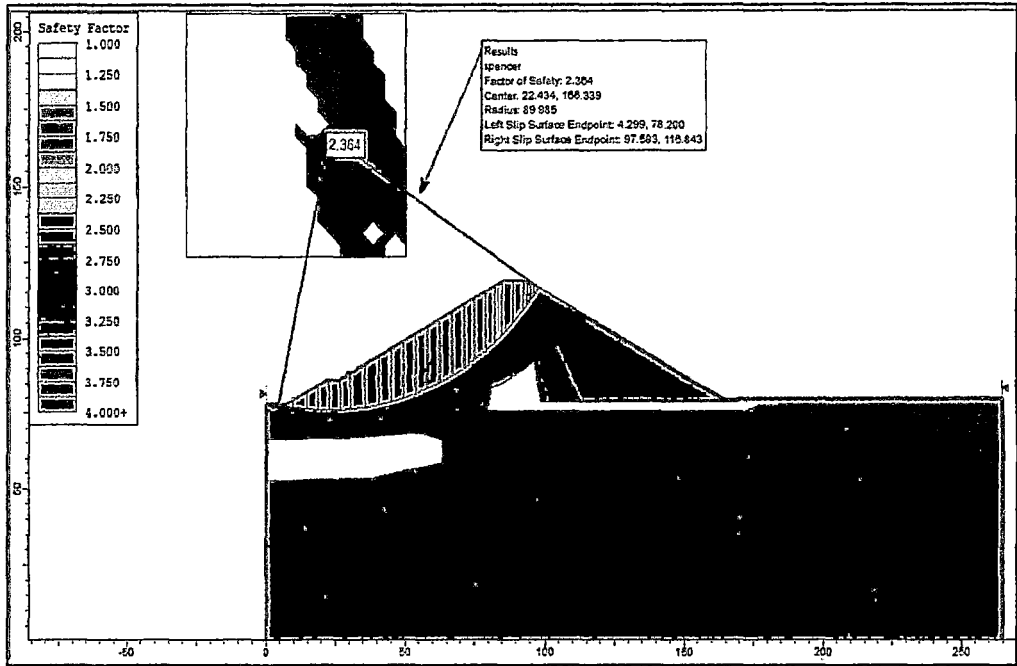


Imagen N°4.3 Se observa círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía; $F_s = 2.364$, situación del talud es estable por el método Spencer. Dique Principal, Km 0+420 - Modelo SLIDE.

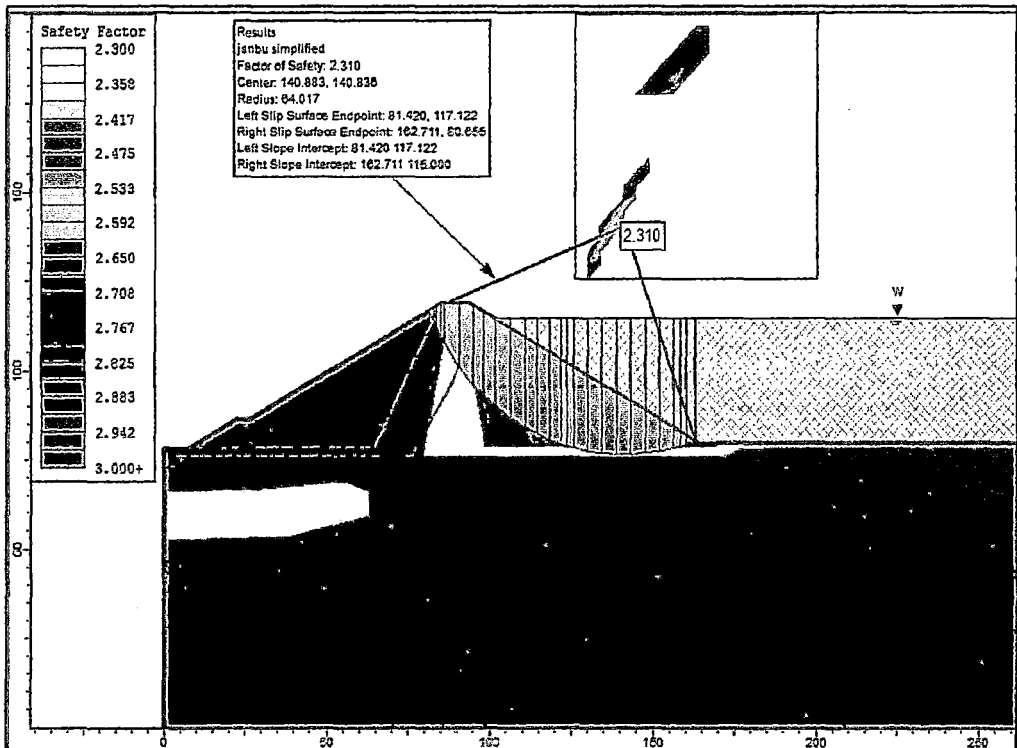


Imagen N°4.4 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa llena, aguas arriba, $F_s = 2.310$, situación del talud es estable por Janbu Simplificado. Dique principal, Km 0+420 - Modelo SLIDE.

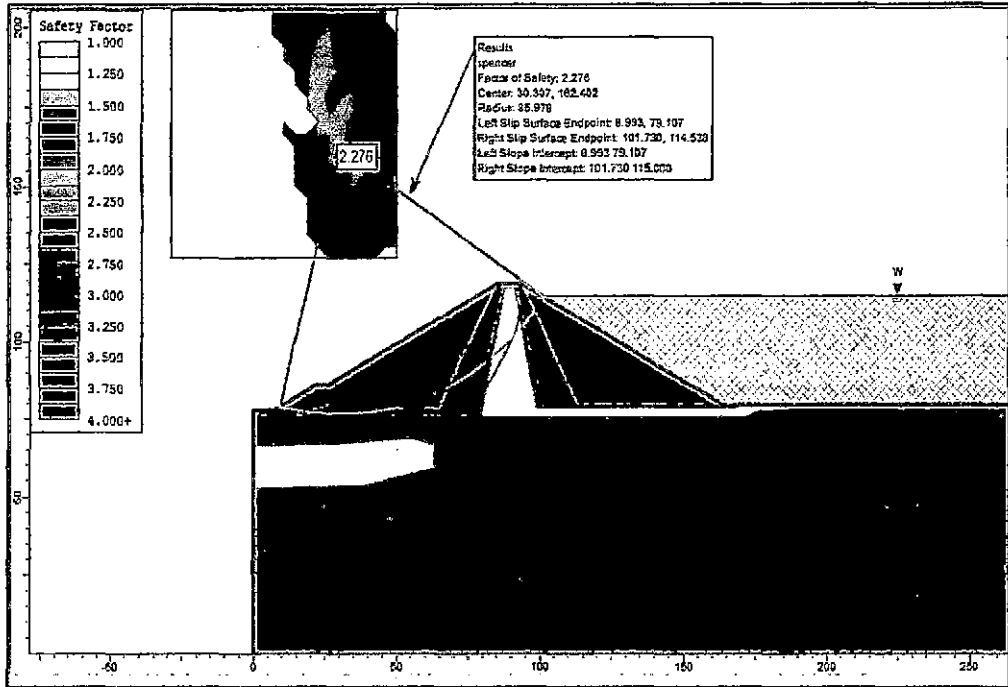


Imagen N°4.5 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa llena, aguas abajo; $F_s = 2.276$, situación del talud es estable por Spencer. Dique principal, Km 0+420 – Modelo SLIDE.

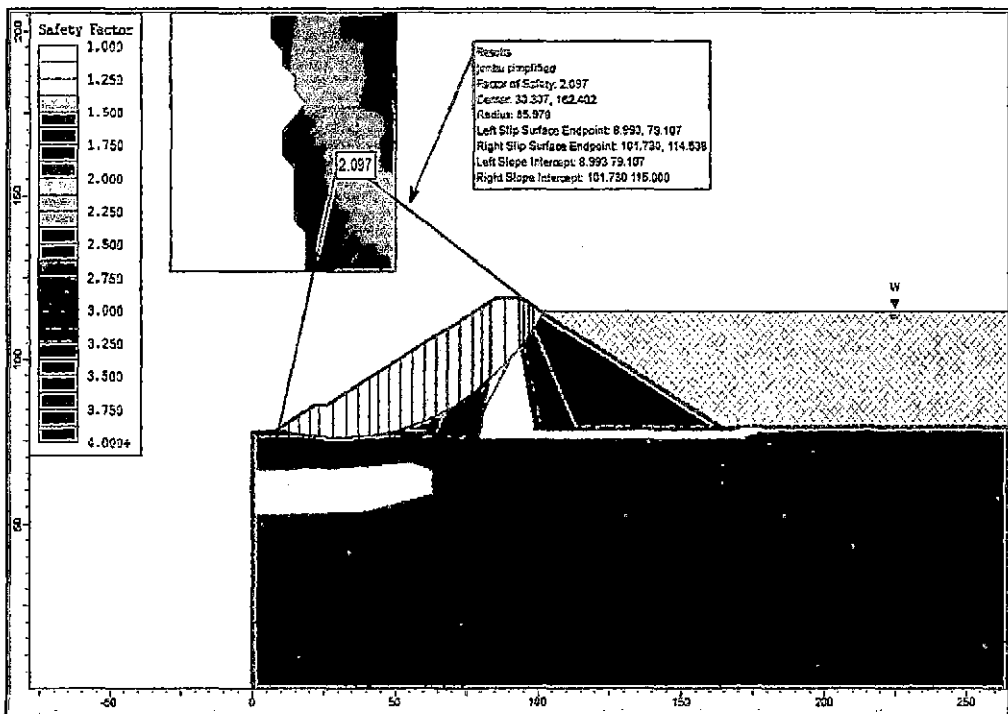


Imagen N°4.6 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa llena, aguas abajo; $F_s = 2.097$, situación del talud es estable por Janbu Simplificado. Dique principal, Km 0+420 – Modelo SLIDE.

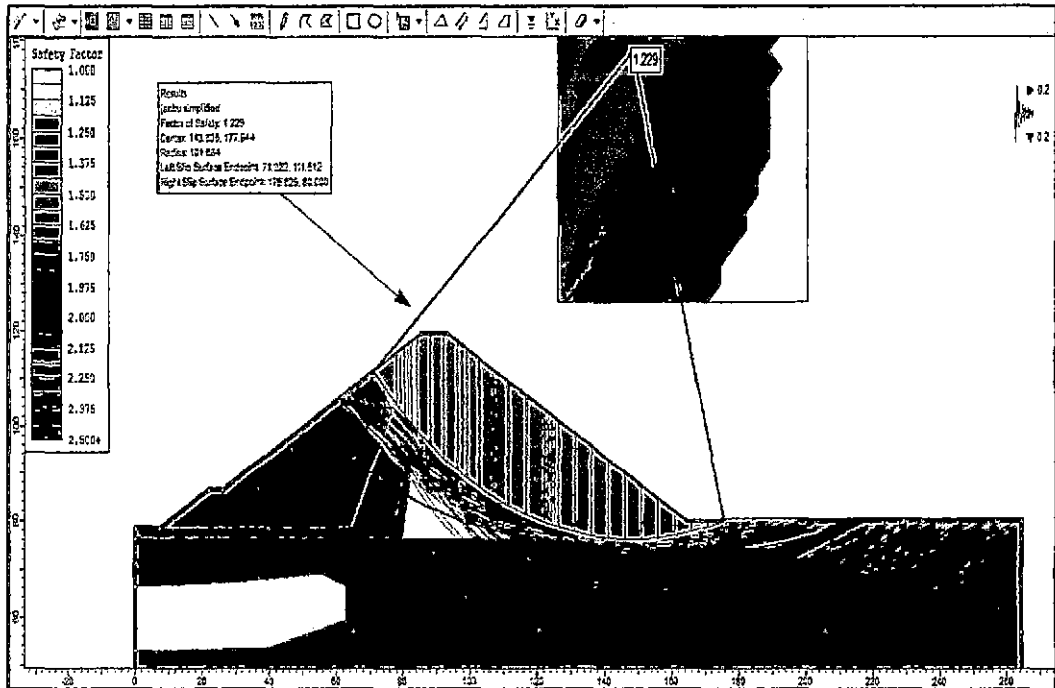


Imagen N°4.7 Análisis seudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía. $F_s = 1.229$ por Janbu Simplificado. Dique principal, Km 0+420-Modelo SLIDE.

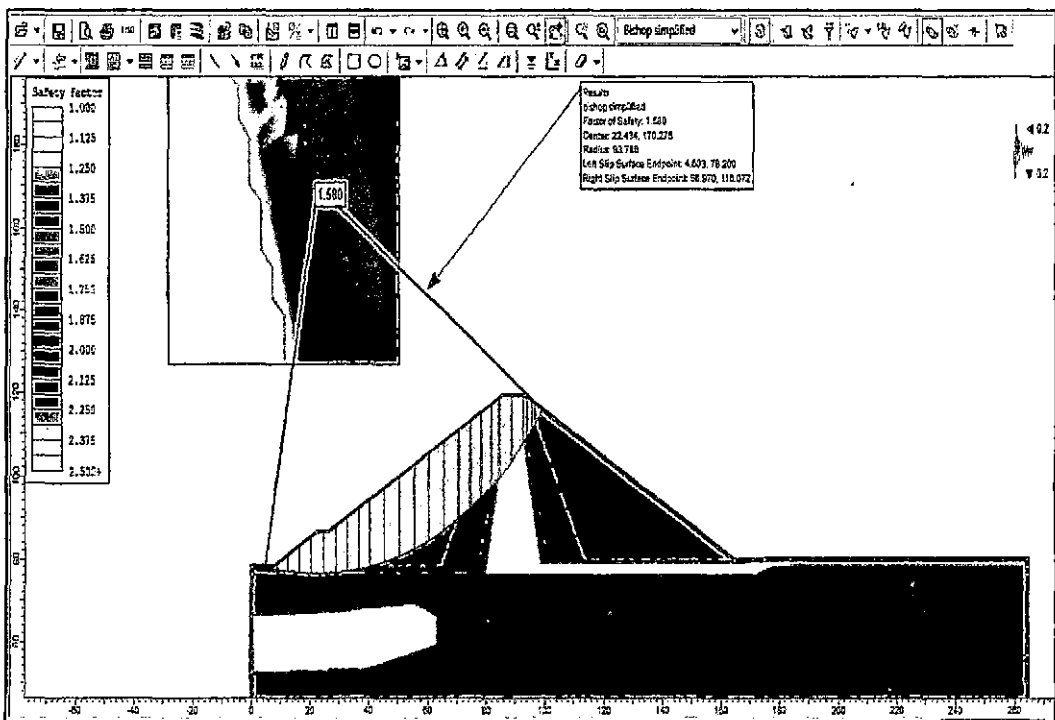


Imagen N°4.8 Análisis seudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía. $F_s = 1.580$ talud estable por Bishop Simplificado. Dique principal, km: 0+420-Modelo SLIDE.

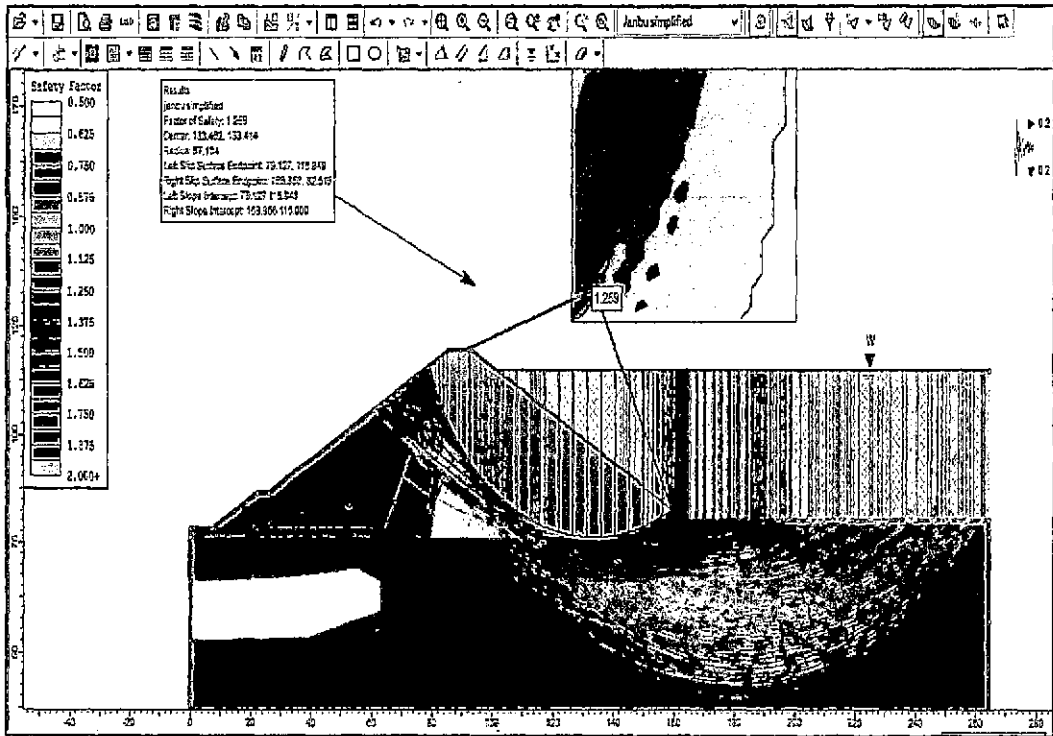


Imagen N°4.9 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.259$ talud estable por Janbu Simplificado. Dique principal, km: 0+420-Modelo SLIDE.

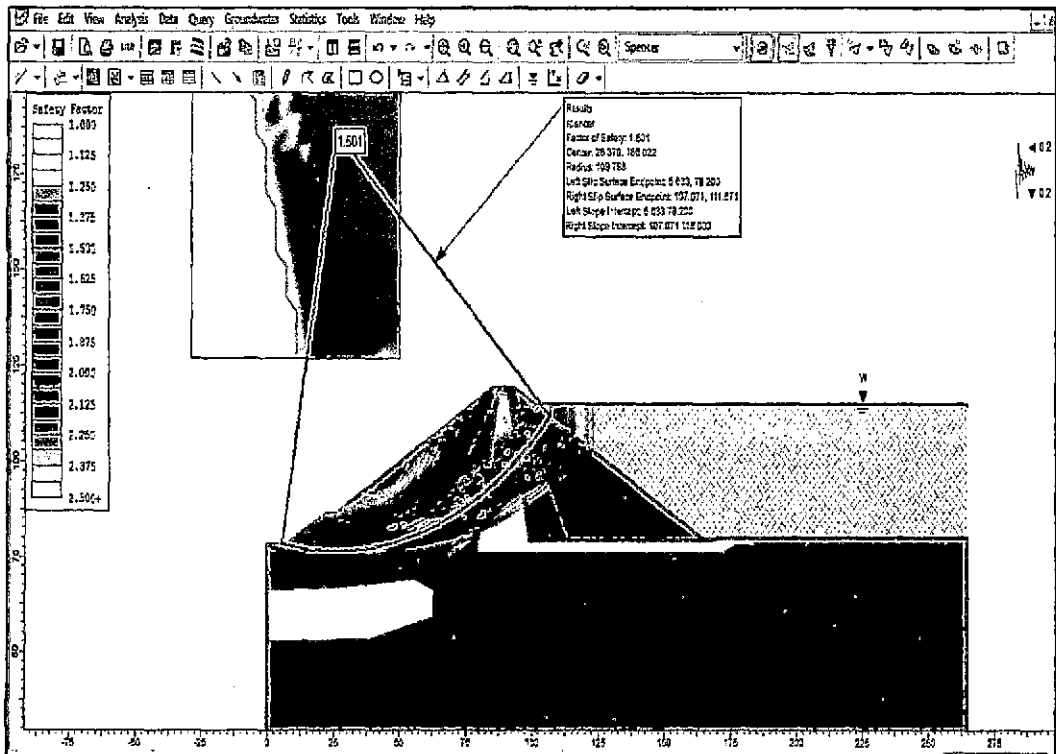


Imagen N°4.10 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa llena, aguas abajo. $F_s = 1.501$ talud estable por Spencer. Dique principal, km: 0+420-Modelo SLIDE.

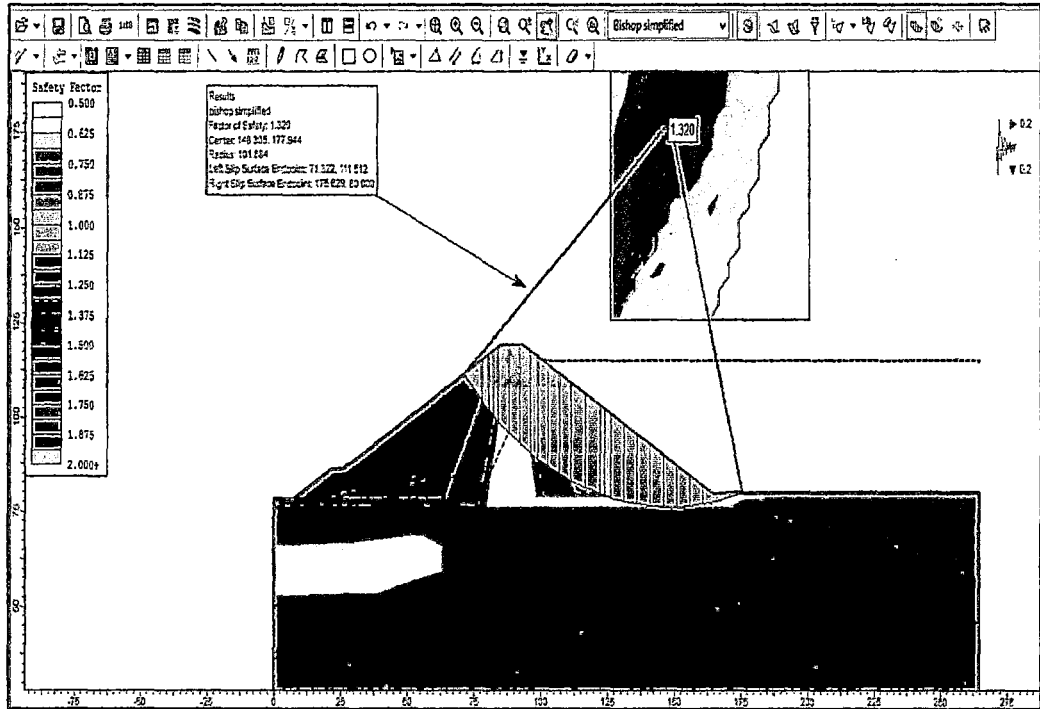


Imagen N°4.11 Se muestra el modelamiento del desembalse rápido, pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.320$, situación del talud es estable por método Bishop Simplificado, km: 0+420 – Modelo SLIDE.

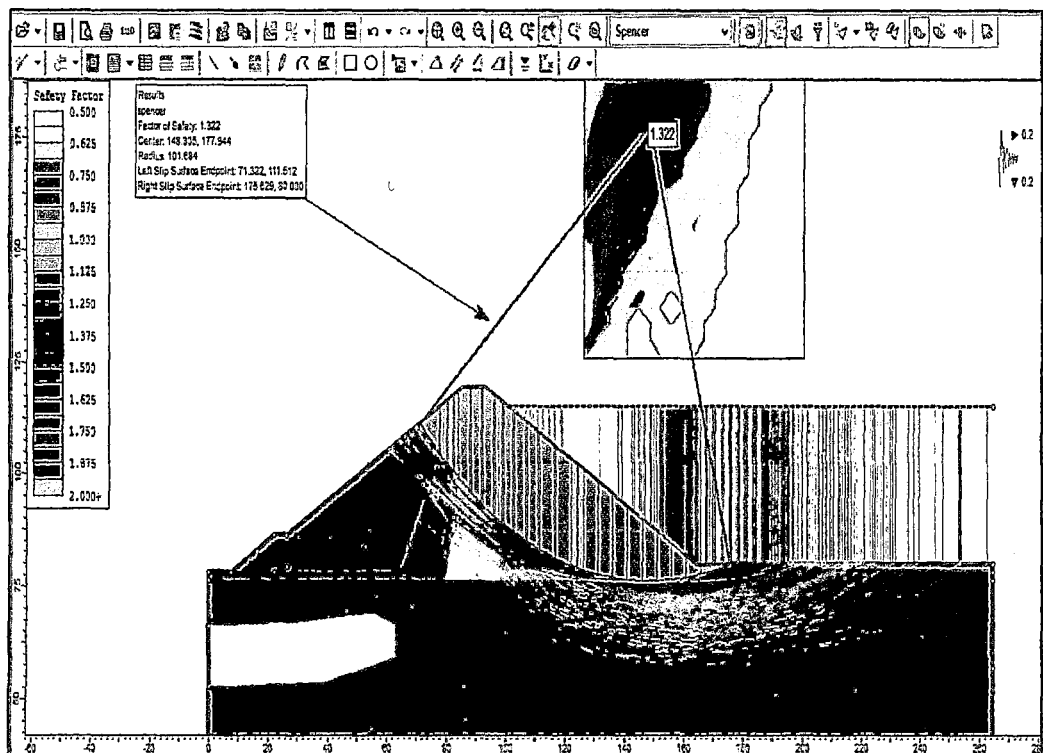


Imagen N°4.12 Se muestra el modelamiento del desembalse rápido, pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.322$, situación del talud es estable por método Spencer, km: 0+420 – Modelo SLIDE.

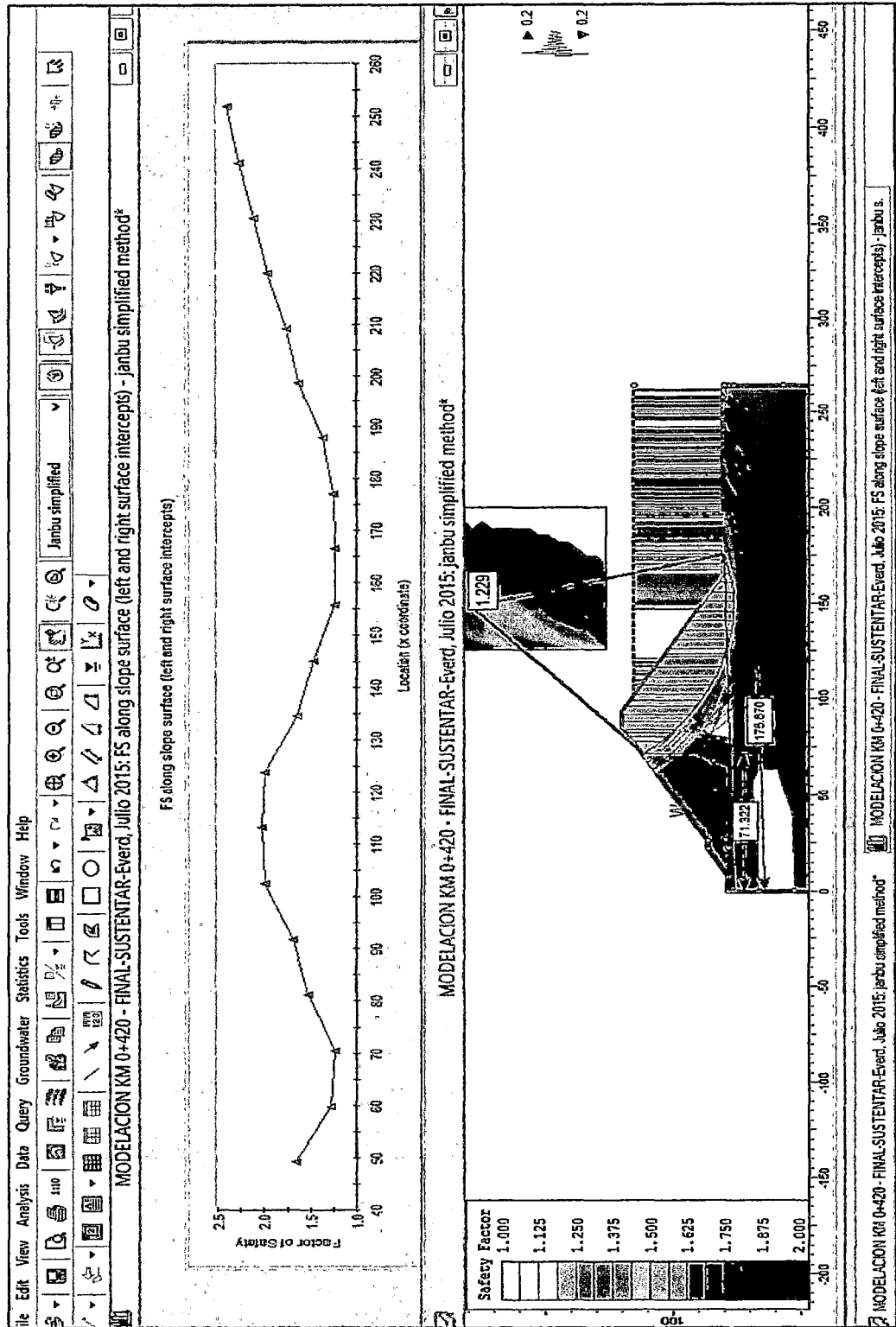


Gráfico N° 4.1 Factor de seguridad a lo largo del talud, se identifican zonas propensas a deslizamientos alrededor de las abscisas 71.322 al 175.67 con FS: 1.229, en condiciones de desembalse rápido con factor sísmico 0,20 g, a presa llena, aguas arriba por Janbu, Dique principal. Prog.0+420–Modelo SLIDE.

4.1.2.2 Dique Lateral: Sección Prog. 0+970

Factor de Seguridad a presa vacía sin sismo. En la Imagen N° 4.13 y 4.14, se muestra un análisis estático a escala, a colores indica círculo de falla, dovelas y el factor de seguridad para los respectivos métodos.

Factor de Seguridad a presa llena sin sismo. En la Imagen N° 4.15 y 4.16, indica un análisis estático a presa llena, a escala, a colores indica círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos. Se observa el perfil generado en función del nivel freático, y las diferentes secciones de material actuantes en el deslizamiento.

Factor de Seguridad a presa vacía y llena con sismo. En la Imagen N° 4.17 y 4.18 a presa vacía y N° 4.19 y 4.20 a presa llena indica un análisis Seudoestático(0.2g), observando círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos. Se observa el perfil generado en función del nivel freático, y las diferentes secciones de material actuantes en el deslizamiento.

Factor de Seguridad a presa llena, con sismo, desembalse rápido. En la Imagen N° 4.21 y 4.22 indica un análisis seudo-estático (0.2g) de desembalse rápido aguas arriba observando círculo de falla y el factor de seguridad con los respectivos métodos indicados.

El 13 de Abril del 2011 donde el embalse llega a su Nivel de Agua Máximo Operativo (NAMO) para la que fue diseñada y para lo cual se calculó el factor de seguridad, este nivel corresponde a la cota de 3741.70 m.s.n.m. (Ver anexo) para este máximo se modelo mediante el programa Slide, presa llena.

a. Resumen del cálculo de la modelación del dique lateral de la Presa Cuchoquesera, km 0+970

Se muestra el cuadro de resumen de resultados de los factores de seguridad del modelamiento estático y sísmico (seudoestático), para un coeficiente lateral sísmico $0.2g(VyH)$, considerando para presa vacía, presa llena, aguas abajo y aguas arriba, para los métodos Bishop simplificado, Janbu simplificado, y Spencer. Se muestra cuadro de resultados:

Cuadro N°4.2 Resumen de la modelación con SLIDE del dique lateral, KM 0+970

FACTOR DE SEGURIDAD DEL DIQUE DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+970									
Métodos de calculo	PRESA VACIA				PRESA LLENA				
	SIN SISMO		CON SISMO		SIN SISMO		CON SISMO		Desembalse rápido
	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	
Bishop Simplificado	2.936	2.277	1.942	1.496	2.645	2.811	1.734	1.508	1.496
Janbu Simplificado	2.545	2.157	1.661	1.365	2.324	2.700	1.510	1.391	1.365
Spencer	2.929	2.273	1.945	1.501	2.643	2.808	1.745	1.505	1.499
F.S promedio	2.803	2.236	1.849	1.454	2.537	2.773	1.663	1.468	1.453

Si se comparan estos resultados con los factores mínimos establecidos por el US Corps of Engineers para presas de tierra y enrocado, primero para un análisis sin sismo deberán ser mayores a 1.50, y para el análisis sísmico (Pseudoestático) no será menor de 1.00. Estos valores son los que van a determinar la estabilidad de nuestra presa. Se concluye que los taludes de esta presa son estables debido que son mayores que factores mínimos establecidos. Se observa el factor de seguridad por el método Janbu son menores que los métodos Bishop y Spencer para diferentes condiciones.

Se muestra en las siguientes páginas algunas vistas del modelamiento:

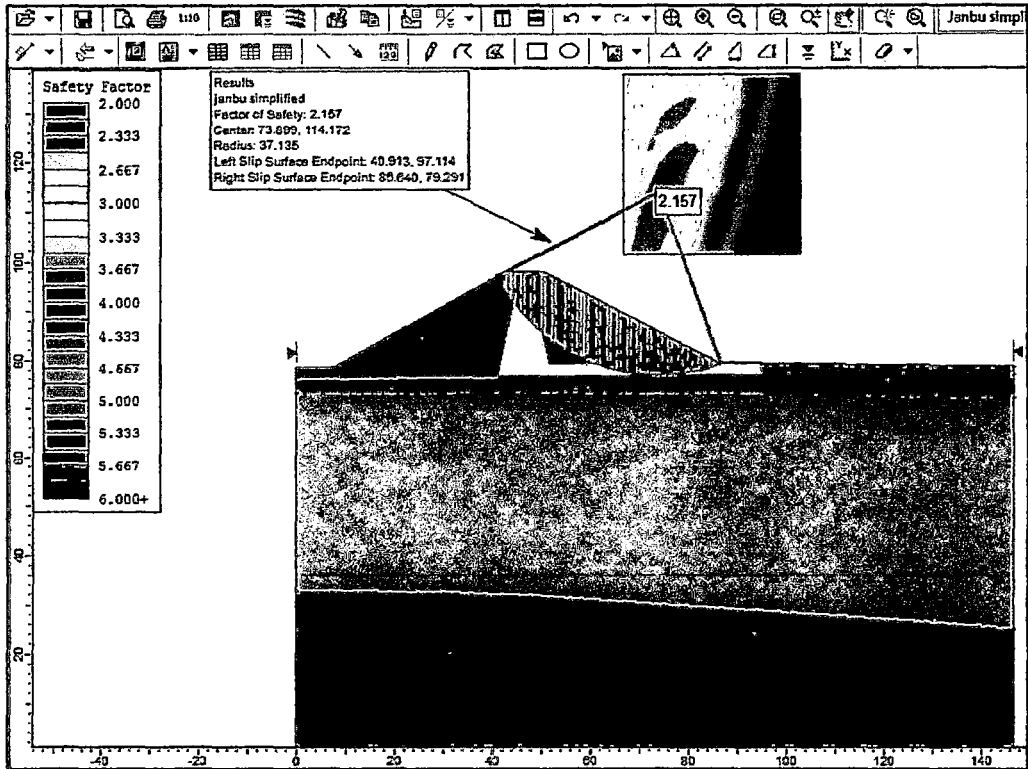


Imagen N°4.13 Se observa el círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía, método Janbu simplificado, $F_s = 2.157$. Dique lateral, km: 0+970 – Modelo SLIDE.

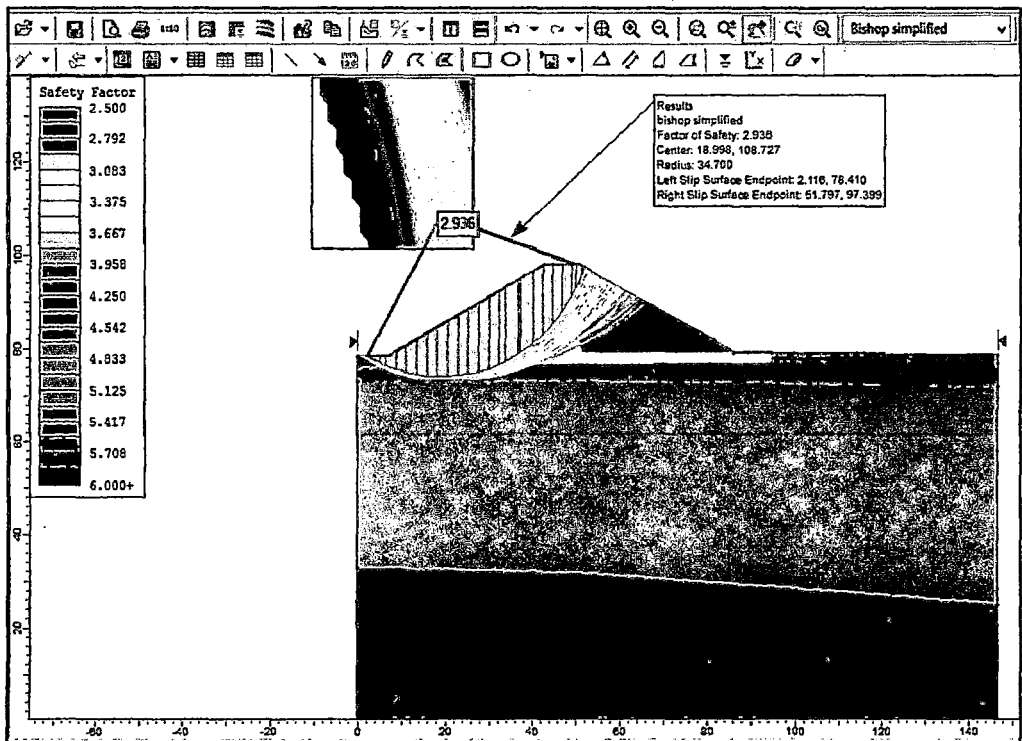


Imagen N° 4.14 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa vacía, método Bishop Simplificado, $F_s = 1.724$, la situación del talud es estable. Dique lateral, km: 0+970–Modelo SLIDE.

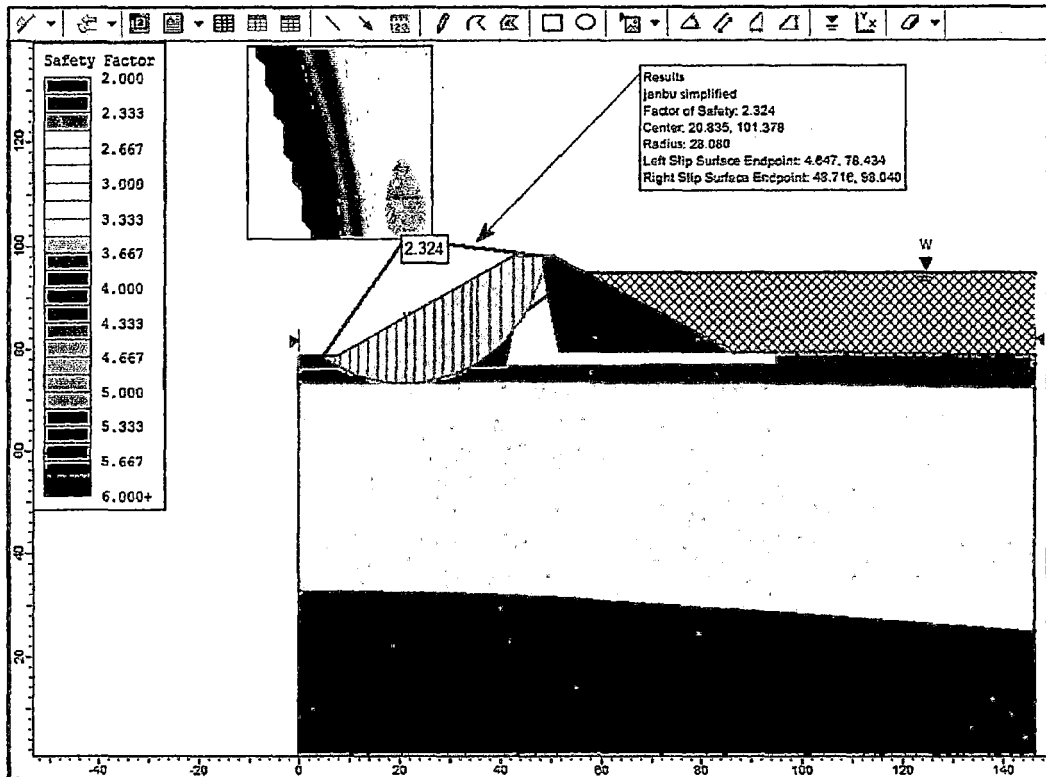


Imagen N° 4.15 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa llena, método Janbu Simplificado, $F_s = 2.324$, la situación del talud es estable aguas abajo. Dique lateral, km: 0+970-Modelo SLIDE.

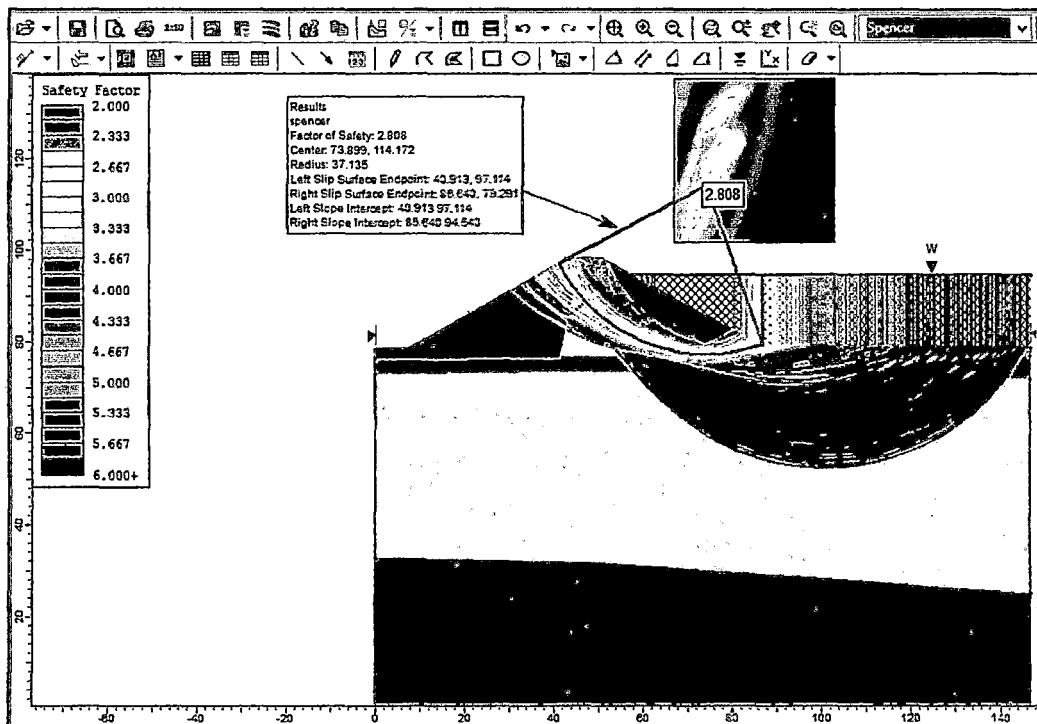


Imagen N° 4.16 Se observa círculo de falla, factor de seguridad considerando a presa llena, método Spencer, $F_s = 2.808$, la situación del talud es estable aguas arriba. Dique lateral, km: 0+970-Modelo SLIDE.

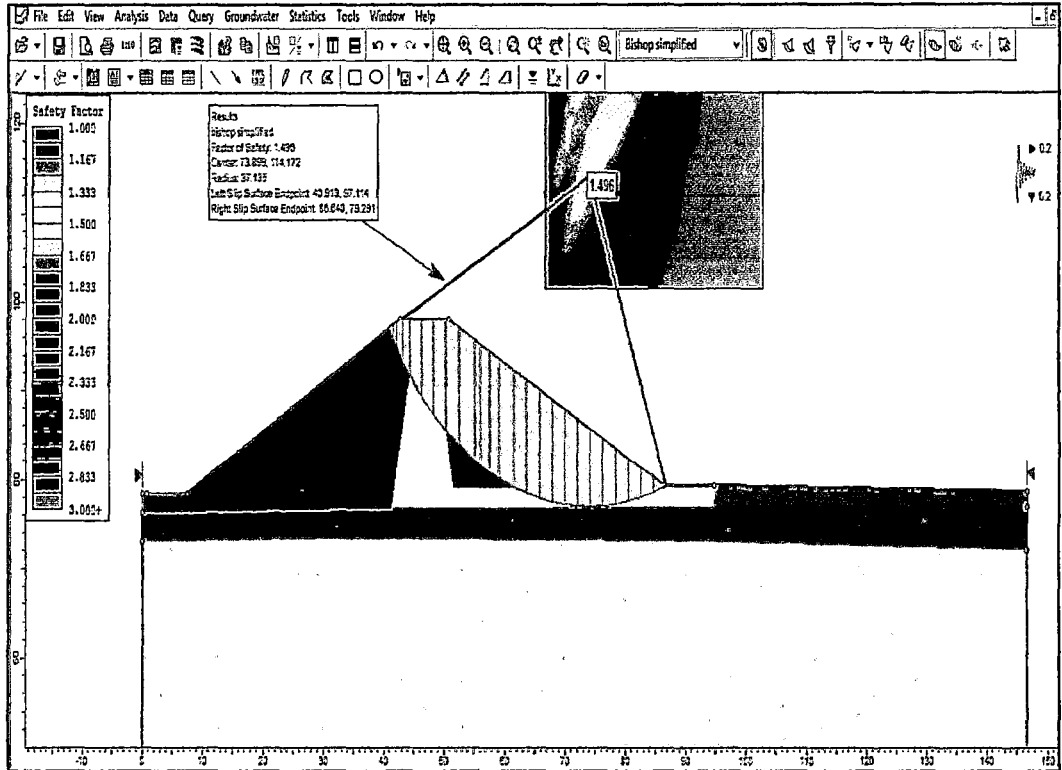


Imagen N° 4.17 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía, método Bishop Simplificado, $F_s = 1.496$. Dique lateral, km: 0+970-Modelo SLIDE.

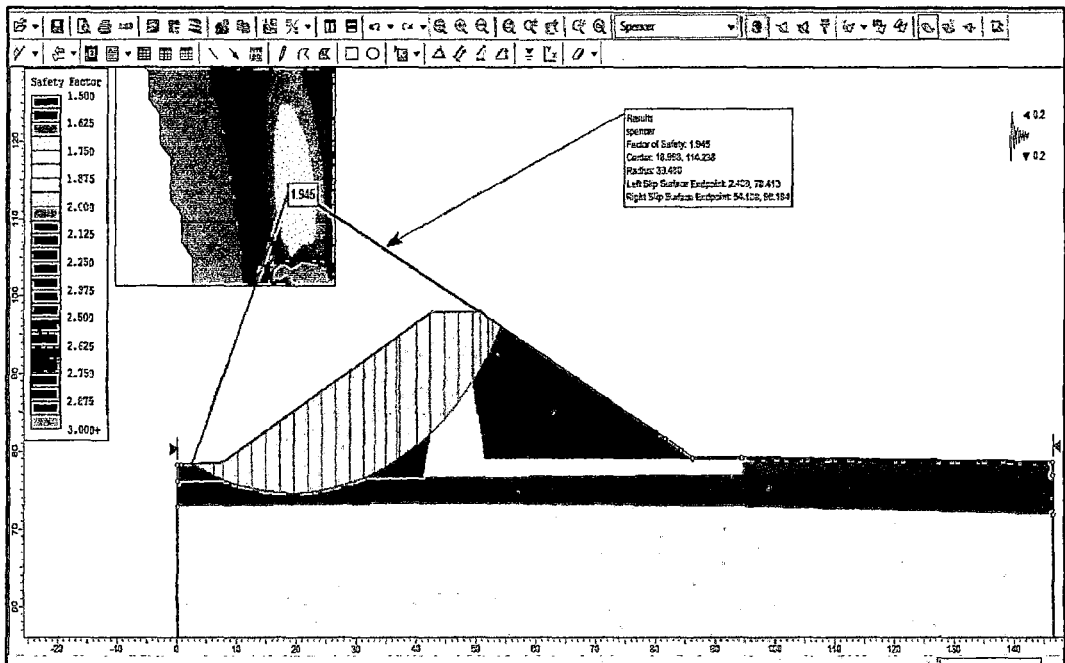


Imagen N° 4.18 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa vacía. $F_s = 1.945$ método Spencer. Dique lateral, km: 0+970 -Modelo SLIDE.

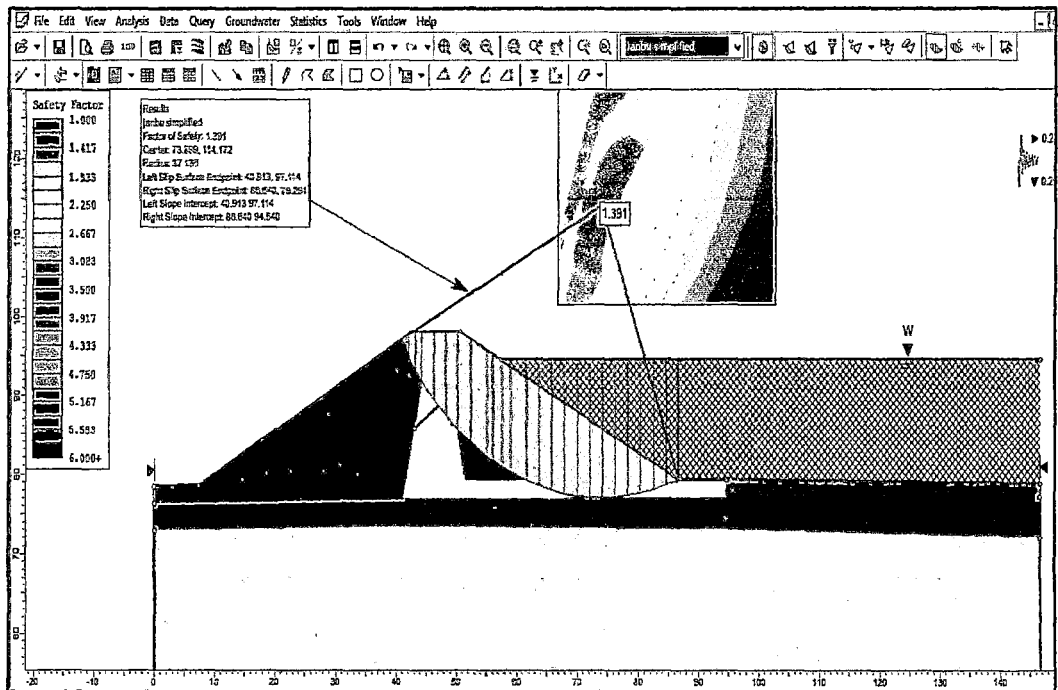


Imagen N° 4.19 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.391$ método Janbu Simplificado. Dique lateral, km: 0+970-Modelo SLIDE.

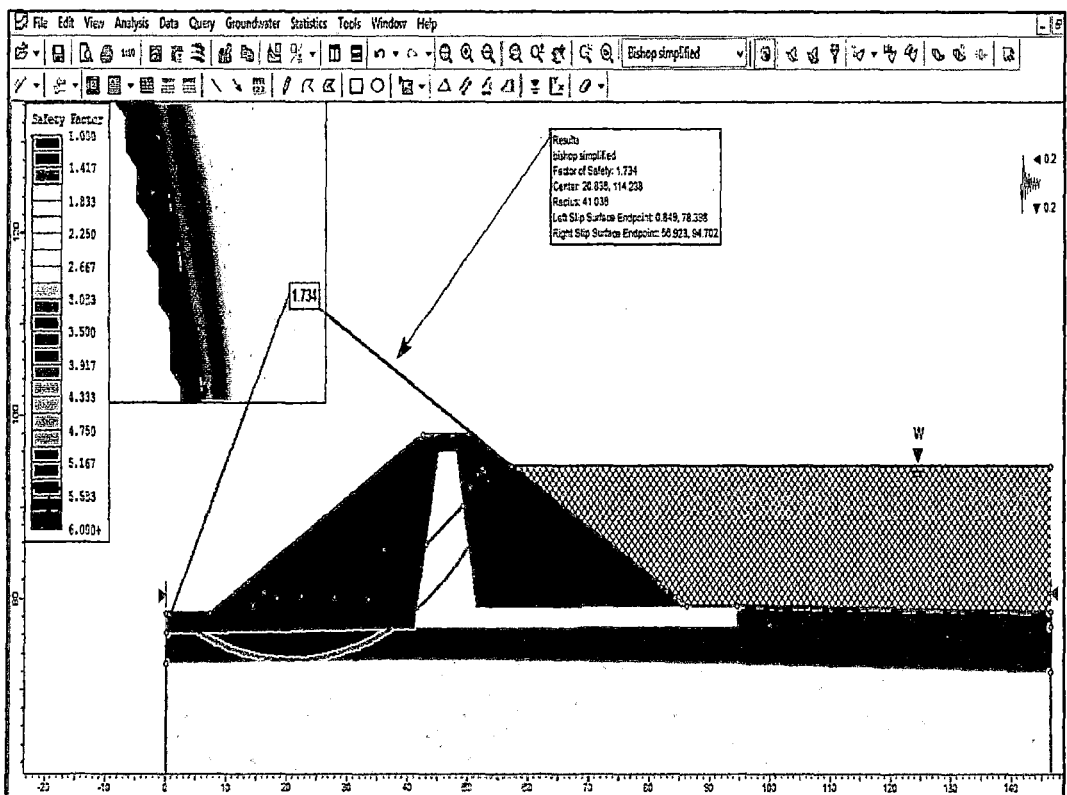


Imagen N° 4.20 Análisis pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, observando círculo de falla, factor de seguridad a presa llena, aguas abajo. $F_s = 1.734$ método Bishop Simplificado. Dique lateral, km: 0+970-Modelo SLIDE.

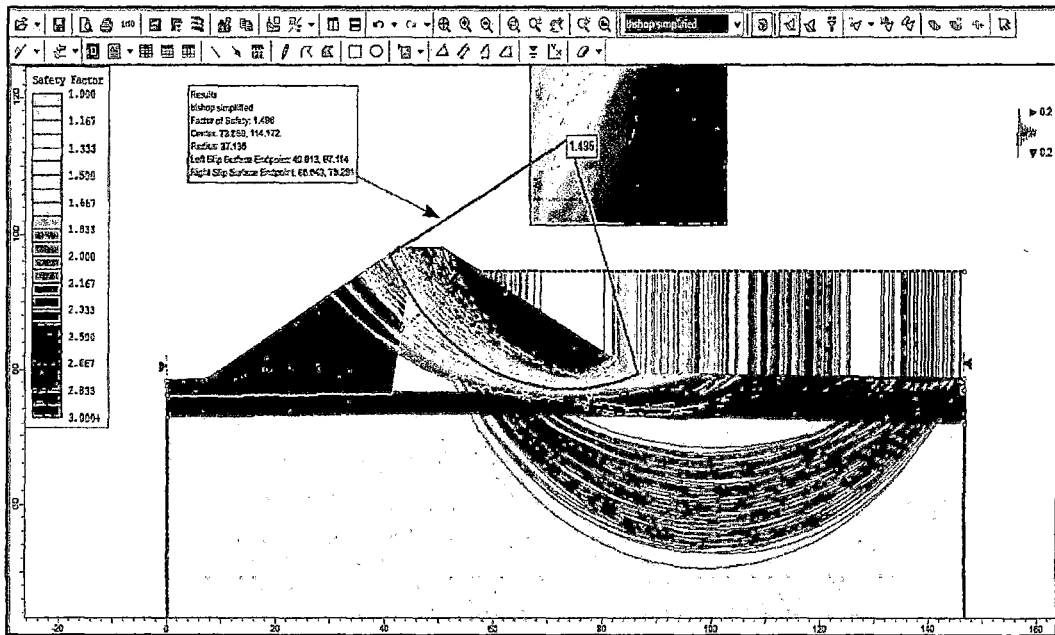


Imagen N°4.21 Se muestra el modelamiento del desembalse rápido, pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.496$, situación del talud es estable Bishop Simplificado. Dique lateral, km: 0+970 – Modelo SLIDE.

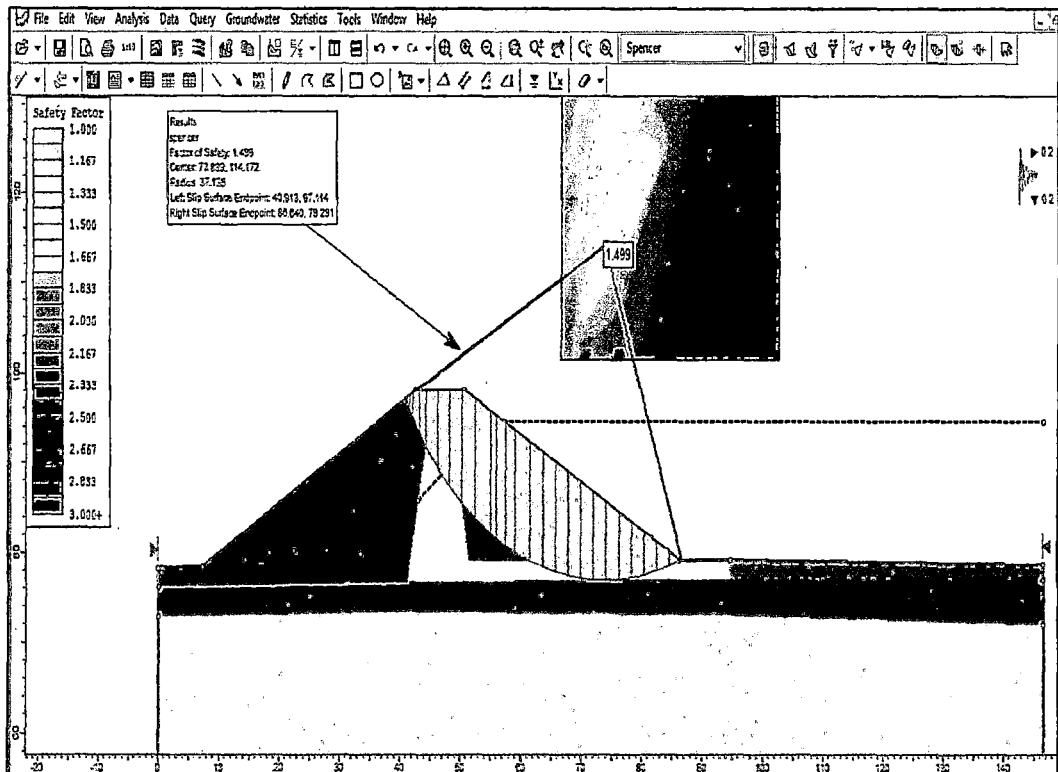


Imagen N°4.22 Se muestra el modelamiento del desembalse rápido, pseudo-estático con aceleración sísmico 0.2g, presa llena, aguas arriba. $F_s = 1.499$, situación del talud es estable Spencer. Dique lateral, km: 0+970 – Modelo SLIDE.

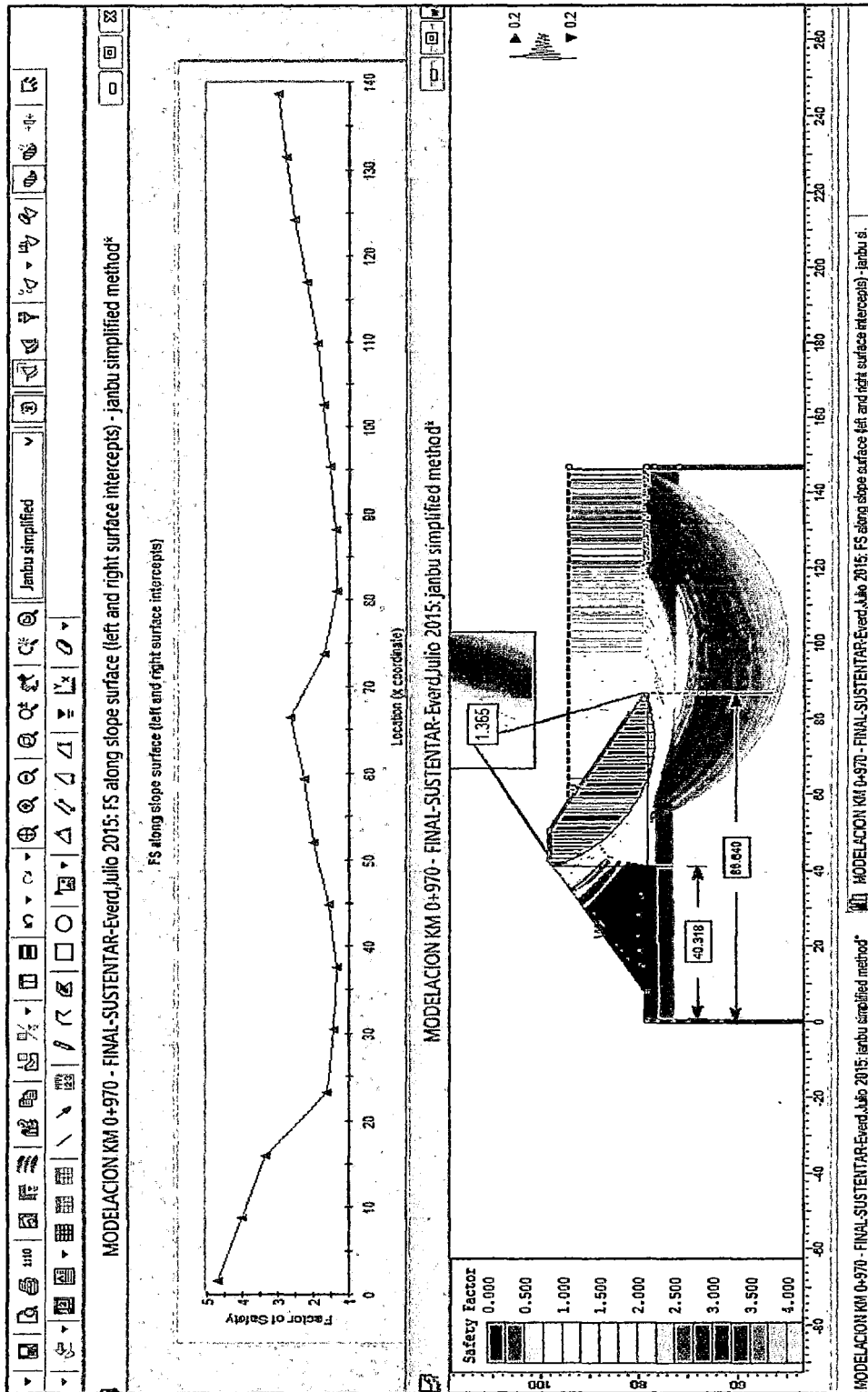


Gráfico N° 4.2 Factor de seguridad a lo largo del talud, se identifican zonas propensas a deslizamientos alrededor de las abscisas 40.318 al 86.640 con FS: 1.365, en condiciones de desembalse rápido con factor sísmico 0,20 g, a presa llena, aguas arriba por Janbu Simplificado, Dique lateral. Prog.0+970–Modelo SLIDE.

4.1.3 Evaluación de la estabilidad de taludes usando la Instrumentación geotécnica instalados en la presa Cuchoquesera

4.1.3.1 Inclímetro (I)

Los resultados obtenidos en las mediciones son lecturas de los ejes A0-A180 y B0-B180. Estos resultados se obtienen de los desplazamientos acumulados verticales y en planta en milímetros a lo largo del tubo inclinométrico medidos cada medio metro, comparados con una medición inicial, y el gráfico del desplazamiento acumulado en planta de todos los inclinómetros instalados. Así mismo se obtiene el desplazamiento acumulado máximo y la altitud generada.

Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo.

En los gráficos siguientes muestran desplazamientos acumulados en “mm” y en planta, usado para evaluar la verticalidad del sondeo y para diagnosticar y corregir errores, obtenidos mediante programa de computo DMM For Windows V. 2.9.1. Inclímetros instalados en la presa cuchoquesera en cresta del dique y talud aguas abajo en las secciones, KM 0+420, KM 0+490 y KM 0+970.

a. Resumen de los desplazamientos acumulados(inclinación) respecto altura del dique de presa Cuchoquesera

Cuadro N° 4.3 Resumen de las desviaciones acumuladas(inclinaciones máximos) respecto a la altura del tubo inclinometrico, del I-01, I-02, I-03, I-04, I-05 y I-06 que están colocados en la cresta del dique y talud aguas abajo en las secciones, KM 0+420, KM 0+490 y KM 0+970, 02 inclinometros respectivamente. A través del software DMM For Windows V. 2.9.1.

RESULTADOS DE DESVIACIONES ACUMULADAS MAXIMOS RESPECTO ALTURA DEL DIQUE , INCLINOMETROS								
N° Inclino metro	Eje Vertical (A Axis)				Eje Horizontal (B Axis)			
	Mínimo (-)		Máximo (+)		Mínimo (-)		Máximo (+)	
	Altura (m)	Desv. (mm)	Altura (m)	Desv. (mm)	Altura (m)	Desv. (mm)	Altura (m)	Desv. (mm)
I-01	1.50	-55.78	18.50	+ 44.78	6.00	-47.16	1.00	+ 16.28
I-02	20.50	0.00	1.00	+ 8.29	20.50	0.00	1.00	+ 8.07
I-03	8.50	-49.66	30.50	+ 0.00	1.00	-30.50	19.00	+ 20.40
I-04	34.00	-2.67	29.50	+ 84.38	4.00	-87.07	35.00	+ 0.81
I-05	5.00	-43.02	13.00	+ 20.30	17.50	0.00	3.50	+ 42.56
I-06	17.50	0.00	11.00	+ 28.63	13.00	-4.96	1.50	+ 74.31

Los resultados obtenidos son inferiores respecto a los parámetros mínimos y se podrá mencionar que los taludes de esta presa son estables.

En las siguientes tablas se muestran los desplazamientos en “mm”, a cada 0.5m respecto al eje vertical(A Axis) y horizontal (B Axis) de cada lectura inclinometrica:

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : I1
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 09:45:32 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:49:00 p.m.

Data Reduction for A Axis:

Depth (m)	Current A0	Current A180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	221	-207	4.28	-51.50
1.5	-7	19	-0.26	-55.78
2	-342	356	-6.98	-55.52
2.5	-661	675	-13.36	-48.54
3	-722	743	-14.65	-35.18
3.5	-245	247	-4.92	-20.53
4	-208	225	-4.33	-15.61
4.5	-283	295	-5.78	-11.28
5	-204	221	-4.25	-5.50
5.5	-72	85	-1.57	-1.25
6	-37	50	-0.87	0.32
6.5	93	-83	1.76	1.19
7	266	-250	5.16	-0.57
7.5	181	-168	3.49	-5.73
8	1	11	-0.10	-9.22
8.5	-129	146	-2.75	-9.12
9	-71	84	-1.55	-6.37
9.5	180	-166	3.46	-4.82
10	145	-129	2.74	-8.28
10.5	91	-74	1.65	-11.02
11	-184	197	-3.81	-12.67
11.5	-138	150	-2.88	-8.88
12	-10	29	-0.39	-5.98
12.5	93	-76	1.69	-5.59
13	-78	88	-1.66	-7.28
13.5	-30	48	-0.78	-5.62
14	22	-16	0.38	-4.84
14.5	247	-234	4.81	-5.22
15	194	-170	3.64	-10.08
15.5	-178	189	-3.67	-13.67
16	-272	286	-5.68	-10.00
16.5	-523	529	-10.52	-4.42
17	-670	687	-13.57	6.10
17.5	-784	793	-15.77	19.67
18	-458	475	-9.34	35.44
18.5	212	-202	4.14	44.78
19	289	-286	5.55	40.64
19.5	55	-45	1.00	35.09
20	-15	30	-0.45	34.09
20.5	172	-155	3.27	34.54
21	202	-198	4.00	31.27
21.5	190	-172	3.62	27.27
22	193	-178	3.71	23.65

Depth (m)	Current A0	Current A180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
22.5	127	-116	2.43	19.94
23	188	-170	3.58	17.51
23.5	68	-60	1.28	13.93
24	263	-247	5.10	12.65
24.5	208	-194	4.02	7.55
25	179	-174	3.53	3.53
25.5	0	0	0.00	0.00

Tabla N°4.1 Desplazamientos en "mm", a 0.5m respecto al eje vertical(A Axis), del inclinometro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+490

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : 11
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 09:45:32 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:58:38 p.m.

Data Reduction for B Axis:

Depth (m)	Current B0	Current B180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	313	-264	5.77	16.28
1.5	302	-265	5.67	10.51
2	285	-243	5.28	4.84
2.5	258	-216	4.74	-0.44
3	239	-222	4.61	-5.18
3.5	388	-339	7.37	-9.79
4	353	-309	6.62	-17.16
4.5	448	-406	8.54	-23.78
5	453	-389	8.42	-32.32
5.5	338	-304	6.42	-40.74
6	-148	161	-3.09	-47.16
6.5	-407	457	-8.64	-44.07
7	-528	568	-10.96	-35.48
7.5	-394	416	-8.10	-24.47
8	-119	171	-2.90	-16.37
8.5	-27	62	-0.89	-13.47
9	-12	64	-0.76	-12.58
9.5	8	50	-0.42	-11.82
10	89	-46	1.35	-11.40
10.5	128	-84	2.12	-12.75
11	75	-24	0.99	-14.87
11.5	70	-17	0.87	-15.86
12	56	-25	0.81	-16.73
12.5	15	39	-0.24	-17.54
13	-68	128	-2.12	-17.30
13.5	-255	299	-5.54	-15.18
14	-427	471	-8.98	-9.64
14.5	-285	302	-5.87	-0.66
15	-24	70	-0.94	5.21
15.5	60	-20	0.80	6.15
16	65	-41	1.06	5.35
16.5	42	-18	0.80	4.29
17	73	-52	1.25	3.69
17.5	112	-67	1.79	2.44
18	49	6	0.43	0.65
18.5	-226	269	-4.95	0.22
19	-239	266	-5.05	5.17
19.5	-170	195	-3.65	10.22
20	-61	77	-1.38	13.87
20.5	101	-51	1.52	15.25
21	130	-96	2.26	13.73
21.5	113	-67	1.80	11.47
22	156	-106	2.62	9.67

Depth (m)	Current B0	Current B180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
22.5	79	-39	1.18	7.05
23	52	-5	0.57	5.87
23.5	83	-44	1.27	5.30
24	103	-53	1.56	4.03
24.5	63	-36	0.99	2.47
25	85	-63	1.48	1.48
25.5	0	0	0.00	0.00

Tabla N°4.2 Desplazamientos en "mm", a 0.5m respecto al eje horizontal (B Axis), del inclinometro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+490

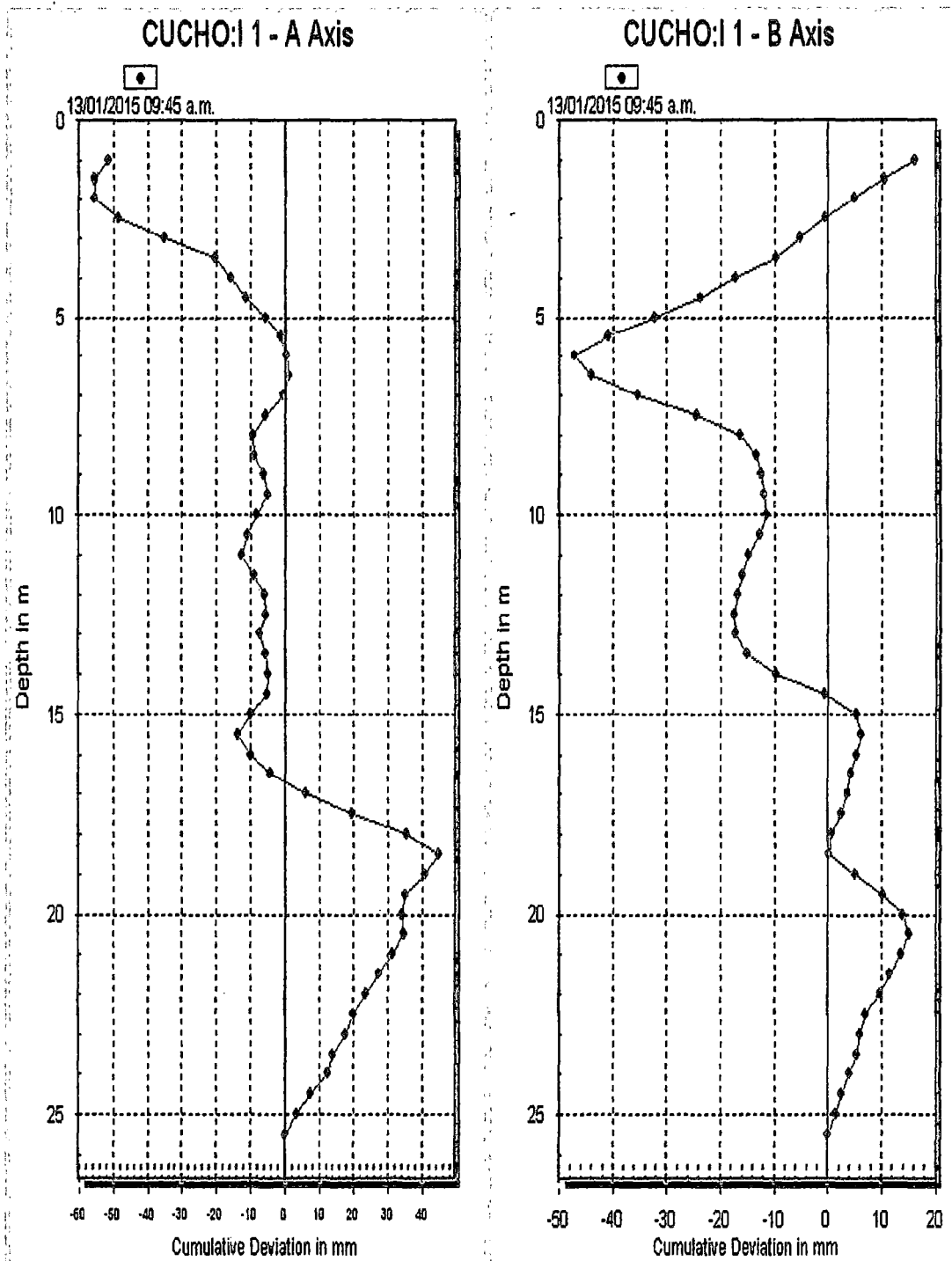


Gráfico N°4.3 Desplazamientos acumulados en “mm” del inclinometro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, del dique principal, en la cresta del dique, KM 0+490.

CUCHO:1 1 - A Axis vs B Axis

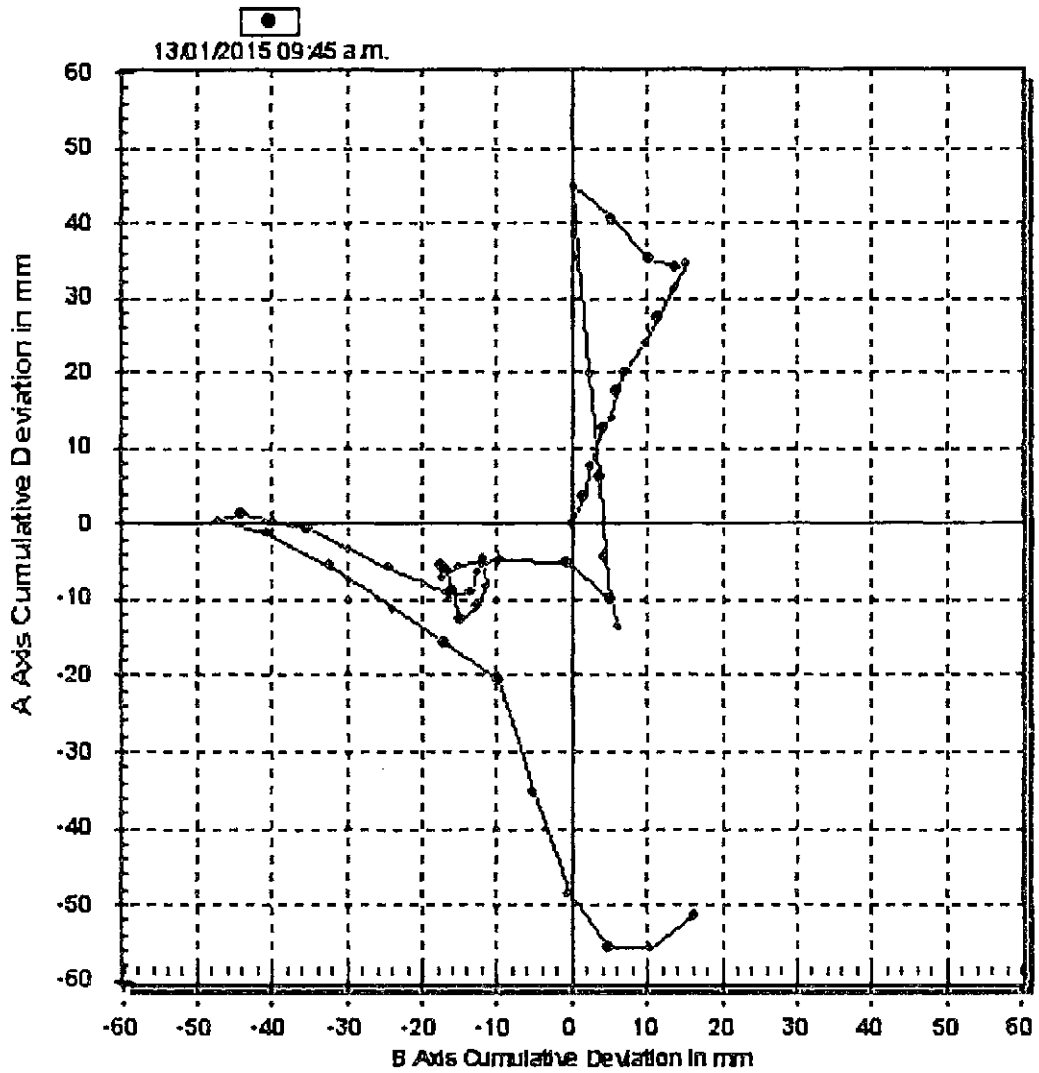


Gráfico N°4.4 Vista en planta de desplazamientos acumulados eje vertical vs eje horizontal del inclinómetro I-01, obtenidos mediante programa de computo DMM, del dique principal, aguas debajo en cresta del dique, KM 0+490.

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : 14
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 09:08:33 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:25:04 p.m.

Data Reduction for A Axis:

Depth (m)	Current A0	Current A180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	74	-65	1.39	13.63
1.5	164	-151	3.15	12.24
2	163	-149	3.12	9.09
2.5	82	-71	1.53	5.97
3	-52	65	-1.17	4.44
3.5	-185	194	-3.79	5.81
4	-270	279	-5.49	9.40
4.5	-308	318	-6.24	14.89
5	-170	179	-3.49	21.13
5.5	67	-55	1.22	24.62
6	56	-45	1.01	23.40
6.5	18	-7	0.23	22.39
7	194	-186	3.80	22.16
7.5	173	-167	3.45	18.36
8	-89	99	-1.88	14.91
8.5	-185	199	-3.84	16.79
9	-198	201	-3.99	20.63
9.5	-104	107	-2.11	24.62
10	-47	57	-1.04	26.73
10.5	106	-97	2.03	27.77
11	113	-104	2.17	25.74
11.5	-69	84	-1.63	23.57
12	-6	33	-0.39	25.10
12.5	9	0	0.09	25.49
13	-14	26	-0.40	25.40
13.5	-124	134	-2.58	25.90
14	-91	102	-1.93	28.38
14.5	-108	115	-2.23	30.31
15	-153	168	-3.21	32.54
15.5	-70	81	-1.51	35.75
16	19	-11	0.30	37.26
16.5	90	-77	1.67	36.96
17	125	-117	2.42	35.29
17.5	-1	19	-0.20	32.87
18	-13	30	-0.43	33.07
18.5	-69	77	-1.46	33.50
19	-285	296	-5.81	34.96
19.5	-288	299	-5.87	40.77
20	-278	292	-5.68	46.64
20.5	-350	355	-7.05	52.32
21	-261	274	-5.35	59.37
21.5	-186	206	-3.92	64.72
22	-23	27	-0.90	68.64

Depth (m)	Current A0	Current A180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
22.5	-12	28	-0.40	69.14
23	-41	116	-1.57	69.54
23.5	8	118	-1.10	71.11
24	-170	171	-3.41	72.21
24.5	-71	83	-1.54	75.62
25	-95	95	-1.80	77.16
25.5	-48	55	-1.03	78.96
26	-69	84	-1.53	79.99
26.5	0	-8	0.06	81.52
27	103	-102	2.05	81.46
27.5	-12	29	-0.41	79.41
28	-134	147	-2.81	79.82
28.5	-44	53	-0.97	82.63
29	-37	41	-0.78	83.60
29.5	266	-287	5.53	84.38
30	599	-528	11.17	78.85
30.5	695	-693	13.88	67.68
31	809	-801	16.10	53.80
31.5	763	-745	15.08	37.70
32	513	-510	10.23	22.62
32.5	367	-369	7.36	12.39
33	272	-256	5.28	5.03
33.5	123	-119	2.42	-0.25
34	-45	54	-0.99	-2.67
34.5	-75	84	-1.59	-1.68
35	-10	-1	-0.09	-0.08
35.5	0	0	0.00	0.00

Tabla N°4.3 Desplazamientos en "mm", a 0.5m respecto al eje vertical(A Axis), del inclinometro I-04, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+420

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : I4
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 09:08:33 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:25:04 p.m.

Data Reduction for B Axis:

Depth (m)	Current B0	Current B180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	91	-20	1.11	-59.25
1.5	232	-175	4.07	-60.36
2	267	-203	4.70	-64.43
2.5	301	-234	5.35	-69.13
3	339	-274	6.13	-74.43
3.5	271	-213	4.84	-80.61
4	115	-47	1.62	-85.45
4.5	-36	78	-1.14	-87.07
5	-56	81	-1.37	-85.93
5.5	50	-16	0.66	-84.56
6	46	-13	0.58	-85.22
6.5	25	1	0.24	-85.80
7	2	56	-0.54	-86.04
7.5	-135	171	-3.06	-85.50
8	-172	231	-4.03	-82.44
8.5	-128	192	-3.20	-78.41
9	-83	123	-2.06	-75.21
9.5	-125	160	-2.85	-73.15
10	-93	154	-2.47	-70.30
10.5	28	28	0.00	-67.83
11	105	-69	1.74	-67.83
11.5	94	-57	1.51	-69.57
12	147	-117	2.64	-71.08
12.5	274	-230	5.04	-73.72
13	156	-105	2.61	-78.76
13.5	51	13	0.33	-81.37
14	-2	33	-0.35	-81.75
14.5	78	-43	1.26	-81.40
15	35	-1	0.36	-82.66
15.5	21	12	0.09	-83.02
16	56	0	0.56	-83.11
16.5	61	-20	0.81	-83.67
17	-67	84	-1.51	-84.43
17.5	-190	241	-4.31	-82.97
18	-126	190	-3.16	-78.66
18.5	-64	109	-1.73	-75.60
19	-149	196	-3.45	-73.77
19.5	-177	225	-4.02	-70.32
20	-167	246	-4.13	-66.30
20.5	-177	224	-4.01	-62.17
21	-156	216	-3.72	-58.16
21.5	-92	152	-2.44	-54.44
22	-3	53	-0.55	-52.00

Depth (m)	Current B0	Current B180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
22.5	38	23	0.15	-51.44
23	31	2	0.29	-51.69
23.5	-199	230	-4.29	-51.88
24	-235	283	-5.18	-47.69
24.5	-189	237	-4.26	-42.41
25	-190	248	-4.38	-38.15
25.5	-168	175	-3.43	-33.77
26	-148	190	-3.36	-30.34
26.5	39	13	0.26	-26.98
27	83	-50	1.33	-27.24
27.5	10	43	-0.33	-28.57
28	101	-41	1.42	-28.24
28.5	165	-125	2.90	-29.66
29	460	-433	8.93	-32.66
29.5	607	-563	11.70	-41.49
30	520	-489	10.09	-53.19
30.5	485	-459	9.44	-63.28
31	272	-228	5.00	-72.72
31.5	-279	296	-5.75	-77.72
32	-670	699	-13.69	-71.97
32.5	-678	717	-13.93	-58.23
33	-628	667	-12.95	-44.35
33.5	-643	660	-13.23	-31.40
34	-509	565	-10.74	-18.17
34.5	-409	415	-8.24	-7.43
35	35	-46	0.81	0.81
35.5	0	0	0.00	0.00

Tabla N°4.4 Desplazamientos en "mm", a 0.5m respecto al eje horizontal (B Axis), del inclinometro I-04, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+420

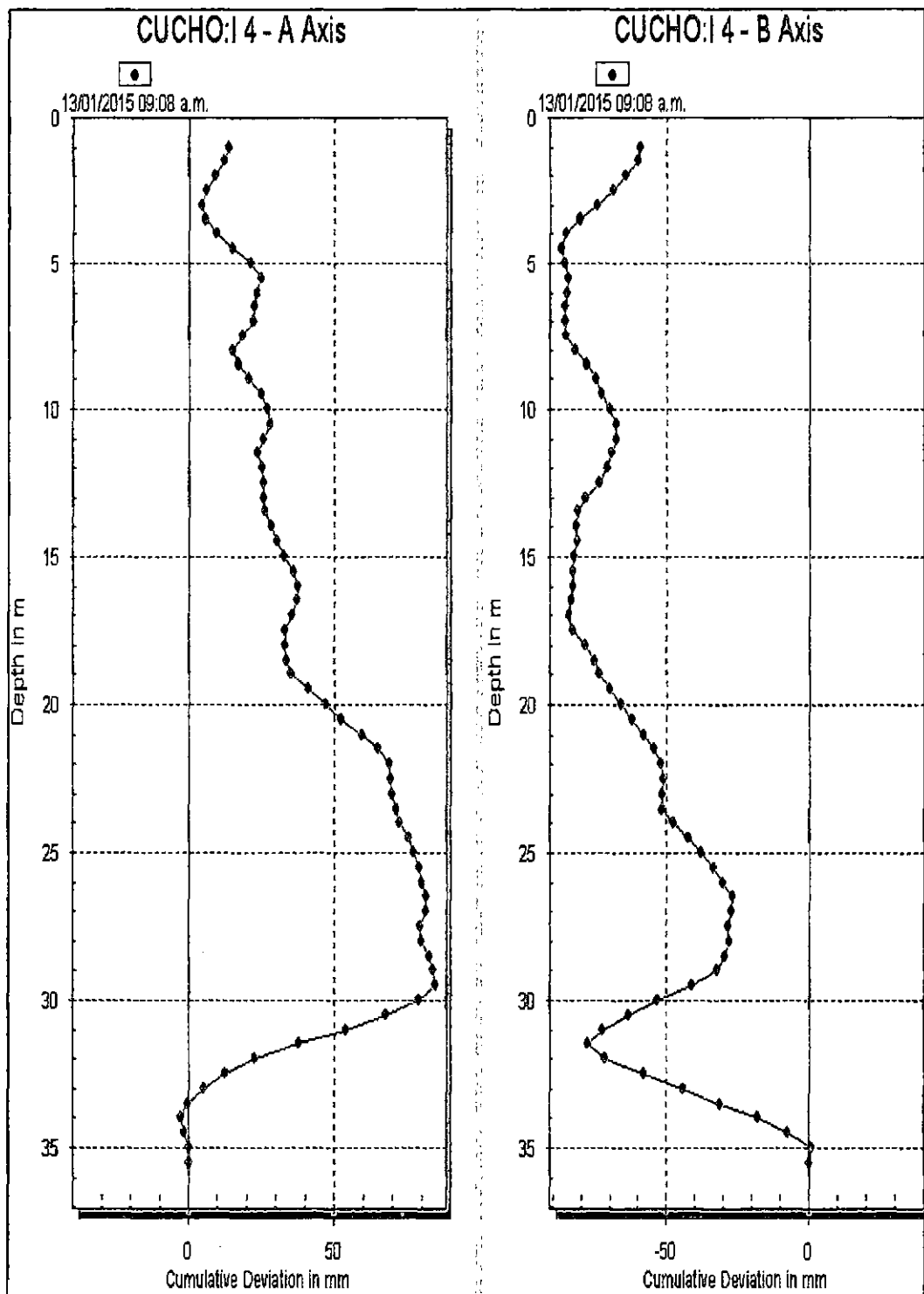


Gráfico N°4.5 Desplazamientos acumulados en "mm" del inclinometro I-04, obtenidos mediante programa de cómputo DMM, del dique principal, en cuerpo de aguas abajo del dique, KM 0+420.

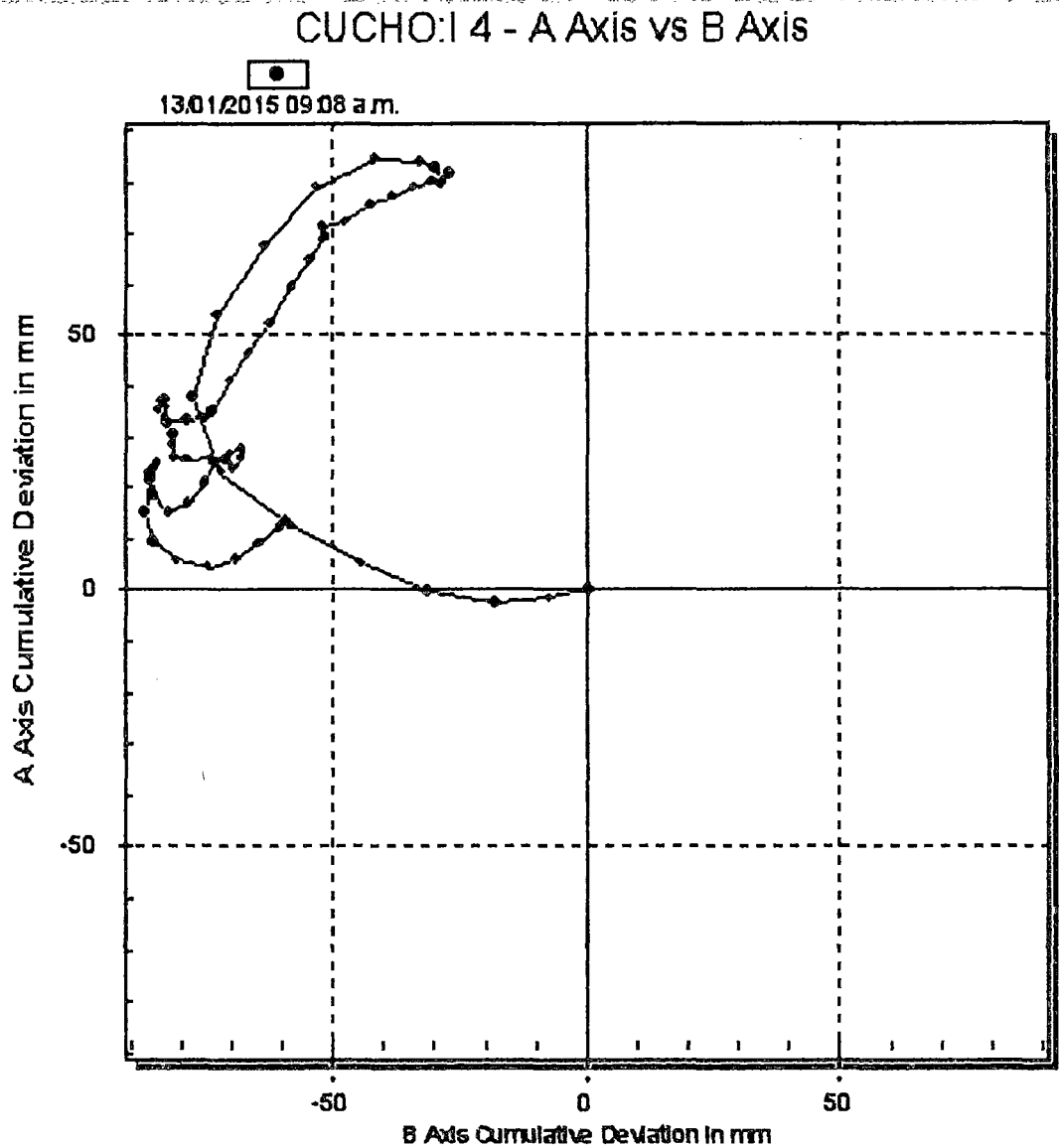


Gráfico N°4.6 Vista en planta de desplazamientos acumulados eje vertical vs eje horizontal del inclinómetro I-04, obtenidos mediante programa de cómputo DMM, del dique principal, en cuerpo de aguas abajo del dique, KM 0+420.

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : I 5
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 11:08:58 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:15:56 p.m.

SITE : CUCHO
 INSTALLATION : I 5
 DESCRIPTION : From DataMate

CURRENT SURVEY : 13/01/2015 11:08:58 a.m.
 Probe Serial No : 103551

DATE PRINTED : 14/04/2015 03:15:56 p.m.

Data Reduction for A Axis:

Depth (m)	Current A0	Current A180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	558	-541	10.99	15.81
1.5	415	-399	8.14	4.82
2	363	-343	7.06	-3.32
2.5	249	-234	4.83	-10.38
3	261	-240	5.01	-15.21
3.5	454	-438	8.92	-20.22
4	523	-508	10.31	-29.14
4.5	182	-175	3.57	-39.45
5	-378	394	-7.72	-43.02
5.5	-310	330	-6.40	-35.30
6	-259	277	-5.36	-28.90
6.5	-252	269	-5.21	-23.54
7	-204	220	-4.24	-18.33
7.5	-148	166	-3.14	-14.09
8	-103	120	-2.23	-10.95
8.5	-158	175	-3.33	-8.72
9	-228	243	-4.71	-5.39
9.5	-320	338	-6.58	-0.68
10	-255	268	-5.23	5.90
10.5	-148	162	-3.10	11.13
11	-141	158	-2.99	14.23
11.5	-57	74	-1.31	17.22
12	-41	58	-0.99	18.53
12.5	-30	48	-0.78	19.52
13	24	-6	0.30	20.30
13.5	61	-44	1.05	20.00
14	16	0	0.16	18.95
14.5	84	-66	1.50	18.79
15	104	-88	1.92	17.29
15.5	153	-134	2.87	15.37
16	283	-271	5.54	12.50
16.5	207	-188	3.95	6.96
17	158	-143	3.01	3.01
17.5	0	0	0.00	0.00

Data Reduction for B Axis:

Depth (m)	Current B0	Current B180	Current Incr. Dev. (mm)	Cum. Dev. (mm)
1	-88	122	-2.10	34.67
1.5	-46	80	-1.26	36.77
2	-54	87	-1.41	38.03
2.5	-92	125	-2.17	39.44
3	-21	74	-0.95	41.61
3.5	101	-56	1.57	42.56
4	93	-34	1.27	40.99
4.5	30	29	0.01	39.72
5	50	-5	0.55	39.71
5.5	140	-103	2.43	39.18
6	107	-72	1.79	36.73
6.5	96	-61	1.57	34.94
7	131	-100	2.31	33.37
7.5	176	-131	3.07	31.06
8	109	-66	1.75	27.99
8.5	48	-5	0.53	26.24
9	49	-5	0.54	25.71
9.5	88	-41	1.29	25.17
10	149	-109	2.58	23.88
10.5	82	-47	1.29	21.30
11	10	25	-0.15	20.01
11.5	39	-8	0.47	20.16
12	32	0	0.32	19.69
12.5	33	15	0.18	19.37
13	88	-48	1.36	19.19
13.5	43	-3	0.46	17.83
14	43	-9	0.52	17.37
14.5	127	-104	2.31	16.85
15	169	-125	2.94	14.54
15.5	139	-85	2.24	11.60
16	172	-112	2.84	9.36
16.5	172	-107	2.79	6.52
17	202	-171	3.73	3.73
17.5	0	0	0.00	0.00

Tabla N°4.5 Desplazamientos en "mm", a 0.5m respecto al eje vertical(A Axis) y horizontal (B Axis) del inclinometro I-05, obtenidos mediante programa de computo DMM, KM 0+970

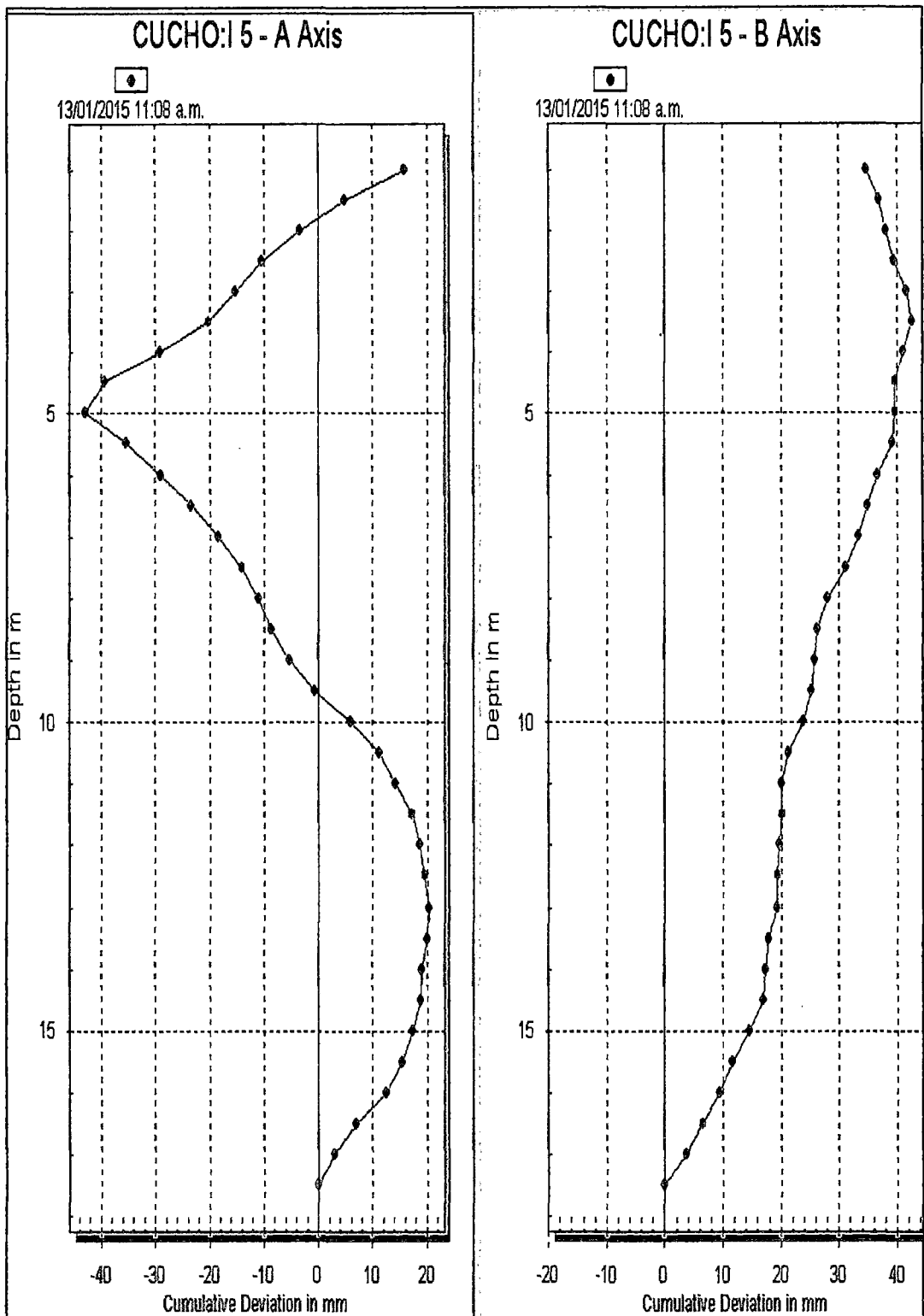


Gráfico N°4.7 Desplazamientos acumulados en “mm” del Inclímetro I-05, obtenidos mediante programa de cómputo DMM, cresta del dique lateral, KM 0+970.

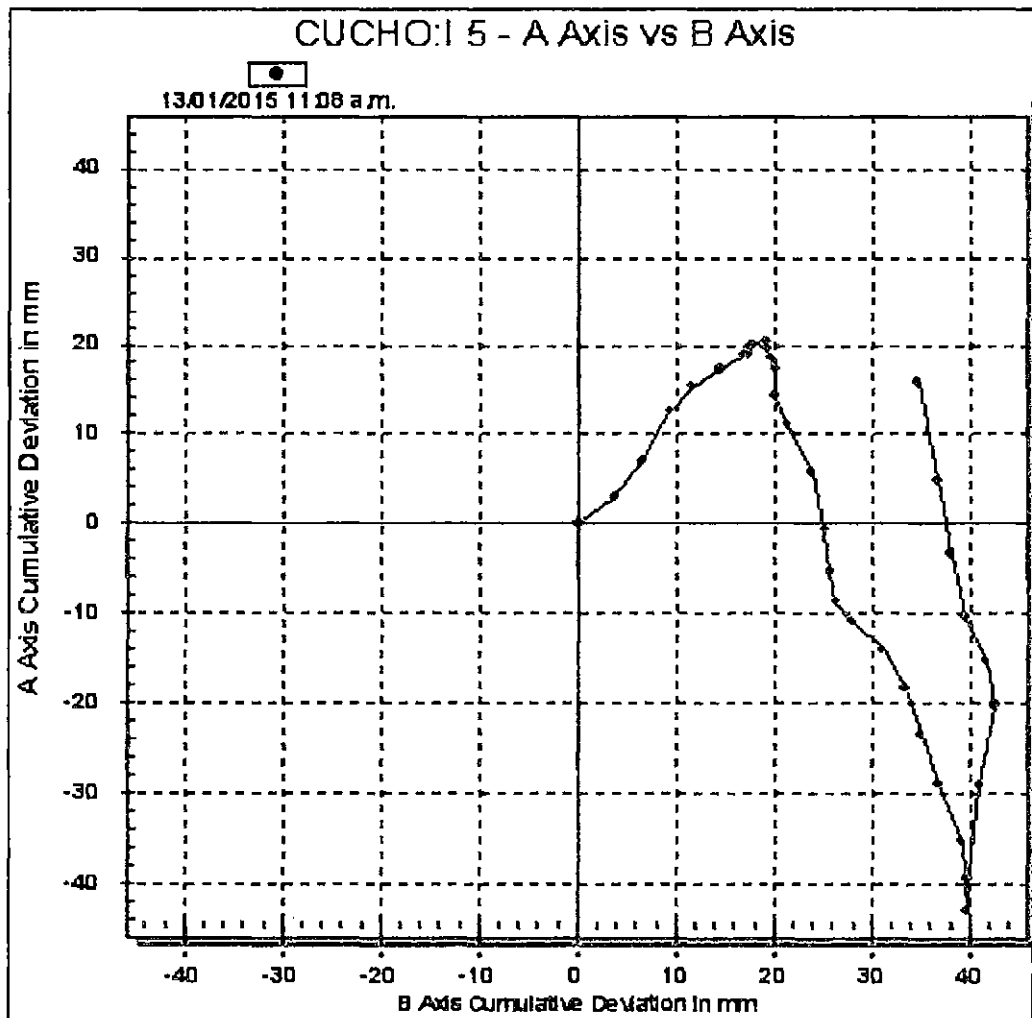


Gráfico N°4.8 Vista en planta de desplazamientos acumulados eje vertical vs eje horizontal del inclinómetro I-05, obtenidos mediante programa de cómputo DMM, del dique lateral, aguas debajo en cresta del dique, KM 0+970.

4.1.3.2 Resultados de hitos de alineamiento (AP) e hitos de asentamiento (H) instaladas en la presa Cuchoquesera

Se tiene instalado 40 Hitos de Alineamiento y 81 Hitos de Asentamiento en el proceso constructivo de la presa Cuchoquesera.

Para la obtención de los resultados de desplazamientos y asentamientos, se realizó un nuevo control topográfico el mes de febrero 2014, cuyos datos han sido procesados y comparados con el primer control topográfico (conforme a obra instalado, 2002). Se muestra los resultados máximos en el siguiente cuadro N°4.4:

Cuadro N°4.4 Resumen de desplazamientos y asentamientos máximos en su respectiva ubicación KM.

RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y ASENTAMIENTOS PREVIO CONTROL TOPOGRAFICO A HITOS DE ALINEAMIENTO Y ASENTAMIENTO, PRESA CUCHOQUESERA.					
a. Hitos de alineamiento(AP)					
Desplazamientos limites máximos respecto al eje ESTE (cm)					
Hito	Progresiva	Máximo(+)	Hito	Progresiva	Mínimo(-)
AP-38	1 + 920	+ 7.50	AP-04	KM- 0+220	-3.20
Desplazamientos limites máximos respecto al eje NORTE (cm)					
Hito	Progresiva	Máximo(+)	Hito	Progresiva	Mínimo(-)
AP-31	1 + 570	+ 11.90	AP-38	1+920	-24.80
b. Asentamiento del dique (H)					
Asentamientos limites máximos (cm)					
Hito	Progresiva	Máximo(+)	Hito	Progresiva	Mínimo(-)
H - 76	1 + 800	+ 1.00	H - 14	0 + 400	-3.90

Cuadro N° 4.5 Resumen de desplazamientos respecto al eje Este y Norte de los 40 Hitos de Alineamiento (AP)

COORDENADAS UTM DE HITOS DE ALINEAMIENTO DE LA PRESA CUCHOQUESERA								
CONFORME A OBRA (NOV.2001)			COORDENADAS FEBRERO, 2014			RESULTADOS		
HITO	COORDENADAS		HITO	COORDENADAS		COTA (msnm)	DESPLAZAMIENTO(cm)	
	NORTE	ESTE		NORTE	ESTE		NORTE	ESTE
AP-02	8,514,329.266	571,073.163	AP-02	8514329.239	571073.139	3745.077	-2.700	-2.400
AP-03	8,514,364.741	571,108.380	AP-03	8514364.748	571108.419	3745.218	0.700	3.900
AP-04	8,514,401.829	571,141.802	AP-04	8514401.772	571141.770	3745.267	-5.700	-3.200
AP-05	8,514,446.958	571,162.814	AP-05	8514446.966	571162.865	3745.223	0.800	5.100
AP-06	8,514,496.350	571,170.250	AP-06	8514496.375	571170.305	3745.122	2.500	5.500
AP-07	8,514,546.029	571,175.819	AP-07	8514546.051	571175.867	3745.441	2.200	4.800
AP-08	8,514,595.721	571,181.402	AP-08	8514595.713	571181.419	3745.578	-0.800	1.700
AP-09	8,514,645.421	571,186.974	AP-09	8514645.414	571187.007	3745.348	-0.700	3.300
AP-10	8,514,695.096	571,192.551	AP-10	8514695.100	571192.577	3745.310	0.400	2.600
AP-11	8,514,744.810	571,197.845	AP-11	8514744.802	571197.873	3745.181	-0.800	2.800
AP-12	8,514,789.544	571,178.912	AP-12	8514789.550	571178.929	3745.077	0.600	1.700
AP-13	8,514,825.405	571,144.078	AP-13	8514825.386	571144.090	3744.875	-1.900	1.200
AP-14	8,514,866.301	571,118.755	AP-14	8514866.315	571118.750	3744.923	1.400	-0.500
AP-15	8,514,904.090	571,149.230	AP-15	8514904.099	571149.244	3744.960	0.900	1.400
AP-16	8,514,936.982	571,186.868	AP-16	8514937.003	571186.885	3744.942	2.100	1.700
AP-17	8,514,969.873	571,224.521	AP-17	8514969.854	571224.536	3745.072	-1.900	1.500
AP-18	8,514,993.987	571,267.559	AP-18	8514994.005	571267.568	3745.096	1.800	0.900
AP-19	8,514,996.128	571,317.470	AP-19	8514996.157	571317.489	3745.106	2.900	1.900
AP-20	8,514,996.707	571,367.469	AP-20	8514996.753	571367.482	3745.153	4.600	1.300
AP-21	8,514,997.303	571,417.452	AP-21	8514997.324	571417.463	3745.180	2.100	1.100
AP-22	8,514,997.883	571,467.414	AP-22	8514997.930	571467.421	3745.203	4.700	0.700
AP-23	8,514,998.463	571,517.415	AP-23	8514998.540	571517.460	3745.117	7.700	4.500
AP-24	8,514,999.061	571,567.423	AP-24	8514999.069	571567.418	3745.062	0.800	-0.500
AP-25	8,514,999.649	571,617.396	AP-25	8514999.644	571617.407	3744.964	-0.500	1.100
AP-26	8,515,000.232	571,667.414	AP-26	8515000.198	571667.450	3745.105	-3.400	3.600
AP-27	8,515,000.832	571,717.404	AP-27	8515000.784	571717.411	3745.178	-4.800	0.700
AP-28	8,515,001.423	571,767.428	AP-28	8515001.514	571767.449	3745.102	9.100	2.100
AP-29	8,515,002.013	571,817.396	AP-29	8515001.964	571817.415	3744.945	-4.900	1.900
AP-30	8,515,002.579	571,867.385	AP-30	8515002.486	571867.415	3745.109	-9.300	3.000
AP-31	8,515,003.187	571,917.382	AP-31	8515003.306	571917.406	3745.118	11.900	2.400
AP-32	8,515,003.763	571,967.402	AP-32	8515003.555	571967.427	3745.129	-20.800	2.500
AP-33	8,515,004.362	572,017.398	AP-33	8515004.171	572017.407	3745.227	-19.100	0.900
AP-34	8,515,016.228	572,065.460	AP-34	8515016.047	572065.476	3745.126	-18.100	1.600
AP-35	8,515,040.530	572,109.112	AP-35	8515040.342	572109.170	3745.121	-18.760	5.800
AP-36	8,515,065.029	572,152.986	AP-36	8515064.839	572153.028	3745.163	-18.960	4.200
AP-37	8,515,089.294	572,196.448	AP-37	8515089.081	572196.499	3745.017	-21.300	5.100
AP-38	8,515,113.636	572,240.093	AP-38	8515113.388	572240.168	3745.111	-24.800	7.500
AP-39	8,515,137.982	572,283.749	AP-39	8515137.743	572283.818	3744.925	-23.900	6.900
AP-40	8,515,162.360	572,327.420	AP-40	8515162.210	572327.481	3744.933	-15.000	6.100

Gráfico N°4.9 Variación de los desplazamientos respecto al eje ESTE (cm)

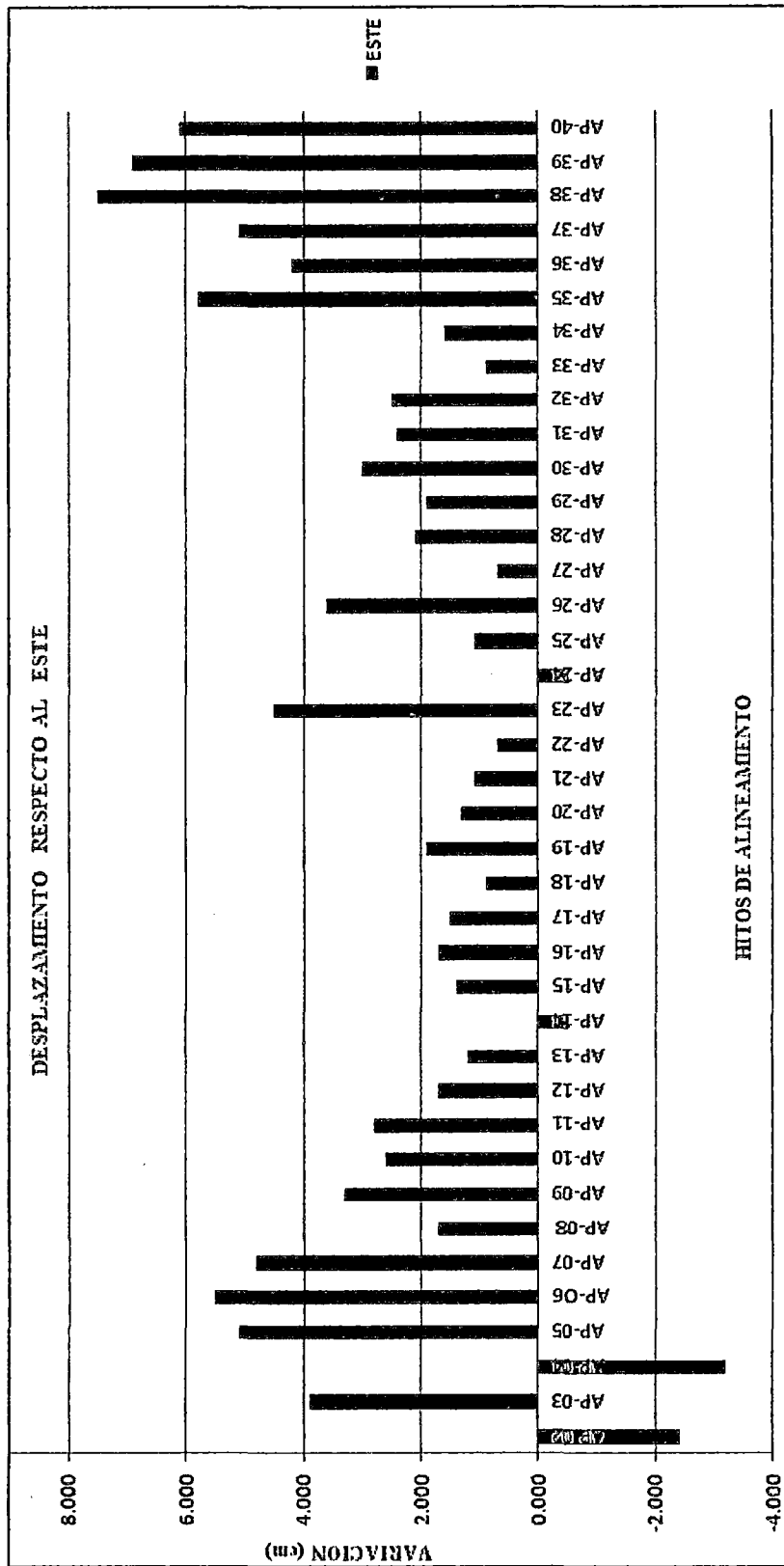
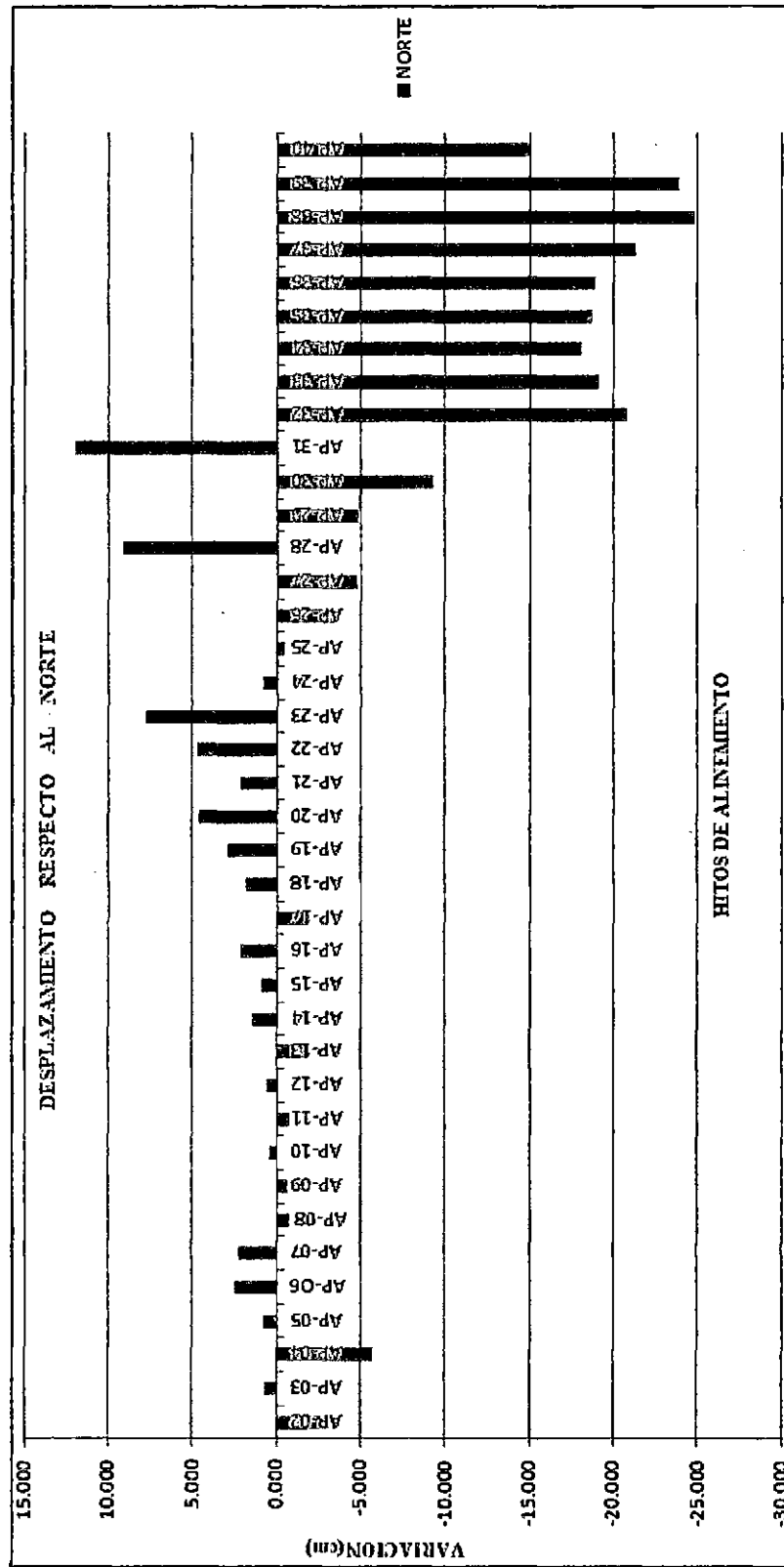


Gráfico N°4.10 Variación de desplazamiento respecto eje NORTE (cm)

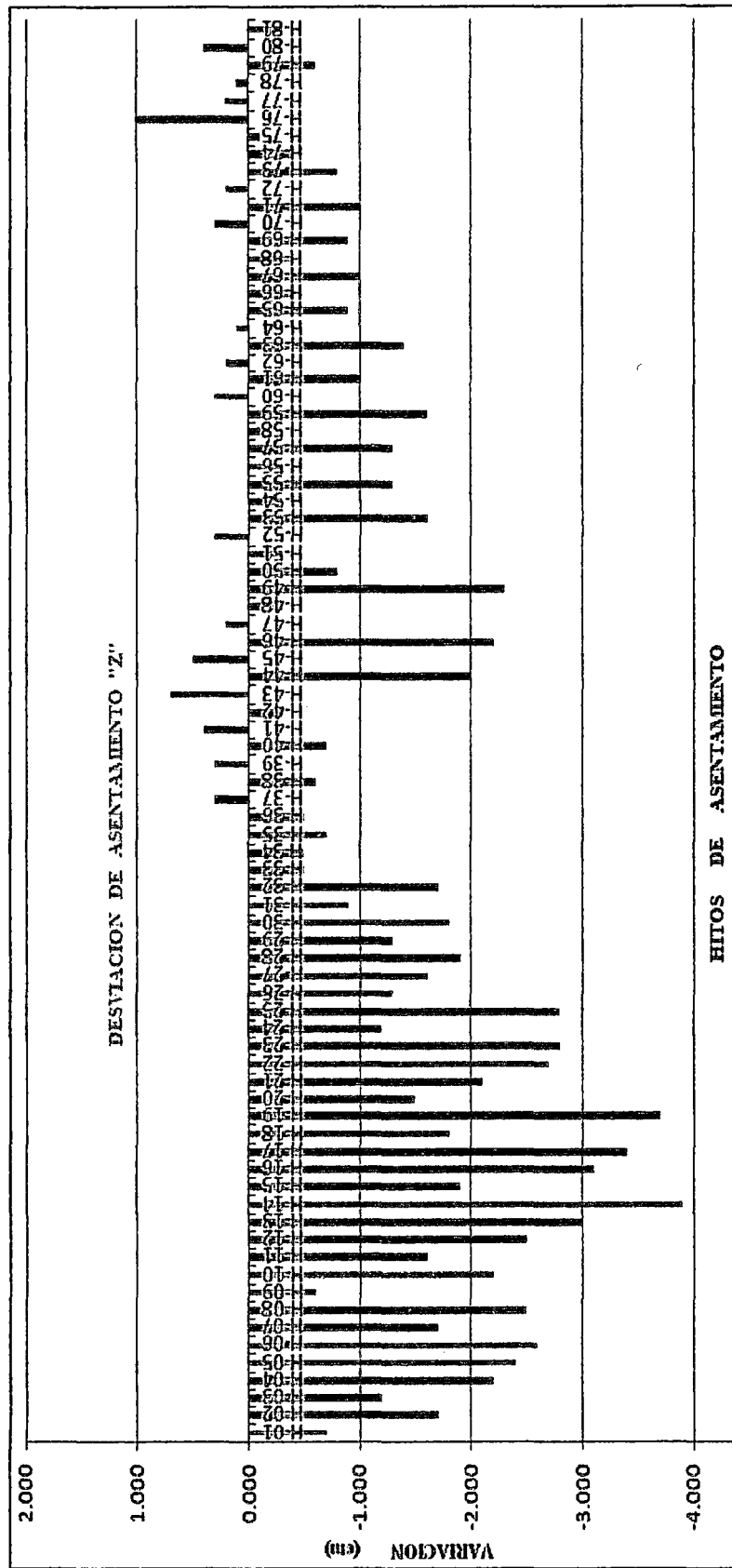


Cuadro N° 4.6 Resultados de asentamientos en "cm" de los 81 hitos (H)

COORDENADAS UTM DE HITOS DE ASENTAMIENTO DE LA PRESA CUCHOQUESERA							
COFORME A OBRA (NOV. 2001)			COORDENADAS FEBRERO, 2014			RESULTADOS	
HITO	COORDENADAS		COTA (msnm)	COORDENADAS		COTA (msnm)	ASENTAMIENTO (cm)
	NORTE	ESTE		NORTE	ESTE		
H-01	8,514,353.017	571,091.930	3,745.371	8,514,353.007	571,091.967	3,745.364	-0.700
H-02	8,514,362.567	571,082.257	3,738.541	8,514,362.571	571,082.314	3,738.524	-1.700
H-03	8,514,388.639	571,126.915	3,745.341	8,514,388.606	571,126.931	3,745.329	-1.200
H-04	8,514,399.189	571,114.811	3,737.058	8,514,399.182	571,114.818	3,737.036	-2.200
H-05	8,514,429.436	571,153.132	3,745.359	8,514,429.425	571,153.160	3,745.335	-2.400
H-06	8,514,435.790	571,137.995	3,736.956	8,514,435.801	571,138.041	3,736.930	-2.600
H-07	8,514,447.202	571,159.445	3,745.399	8,514,447.171	571,159.441	3,745.382	-1.700
H-08	8,514,451.274	571,145.038	3,737.163	8,514,451.267	571,145.034	3,737.138	-2.500
H-09	8,514,476.859	571,164.566	3,745.237	8,514,476.833	571,164.564	3,745.231	-0.600
H-10	8,514,478.344	571,150.143	3,737.588	8,514,478.335	571,150.147	3,737.566	-2.200
H-11	8,514,526.609	571,170.208	3,745.461	8,514,526.583	571,170.211	3,745.445	-1.600
H-12	8,514,527.530	571,155.099	3,737.608	8,514,527.531	571,155.124	3,737.583	-2.500
H-13	8,514,576.230	571,175.710	3,745.605	8,514,576.225	571,175.726	3,745.575	-3.000
H-14	8,514,577.804	571,161.792	3,738.493	8,514,577.797	571,161.809	3,738.454	-3.900
H-15	8,514,579.890	571,144.914	3,728.685	8,514,579.883	571,144.910	3,728.666	-1.900
H-16	8,514,625.936	571,181.304	3,745.623	8,514,625.917	571,181.312	3,745.592	-3.100
H-17	8,514,627.233	571,167.828	3,738.548	8,514,627.237	571,167.852	3,738.514	-3.400
H-18	8,514,629.376	571,150.375	3,728.745	8,514,629.350	571,150.381	3,728.727	-1.800
H-19	8,514,631.600	571,130.853	3,718.840	8,514,631.596	571,130.884	3,718.803	-3.700
H-20	8,514,634.231	571,108.971	3,708.086	8,514,634.231	571,108.969	3,708.071	-1.500
H-21	8,514,654.663	571,111.739	3,708.370	8,514,654.676	571,111.741	3,708.349	-2.100
H-22	8,514,675.602	571,186.872	3,745.449	8,514,675.589	571,186.872	3,745.422	-2.700
H-23	8,514,676.409	571,172.651	3,738.291	8,514,676.382	571,172.671	3,738.263	-2.800
H-24	8,514,678.805	571,156.381	3,728.491	8,514,678.791	571,156.380	3,728.479	-1.200
H-25	8,514,681.205	571,139.179	3,719.150	8,514,681.217	571,139.182	3,719.122	-2.900
H-26	8,514,708.788	571,159.848	3,728.798	8,514,708.777	571,159.860	3,728.785	-1.300
H-27	8,514,725.211	571,192.301	3,745.319	8,514,725.226	571,192.320	3,745.303	-1.600
H-28	8,514,726.871	571,178.025	3,737.946	8,514,726.864	571,178.062	3,737.927	-1.900
H-29	8,514,772.030	571,187.896	3,745.179	8,514,772.042	571,187.917	3,745.166	-1.300
H-30	8,514,764.433	571,174.632	3,737.797	8,514,764.413	571,174.655	3,737.779	-1.800
H-31	8,514,808.661	571,155.448	3,745.233	8,514,808.735	571,155.427	3,745.224	-0.900
H-32	8,514,802.570	571,149.143	3,741.167	8,514,802.553	571,149.160	3,741.150	-1.700
H-33	8,514,845.434	571,120.565	3,744.977	8,514,845.448	571,120.575	3,744.972	-0.600
H-34	8,514,893.501	571,131.910	3,745.085	8,514,893.506	571,131.916	3,745.080	-0.500
H-35	8,514,926.486	571,169.424	3,745.071	8,514,926.456	571,169.414	3,745.064	-0.700
H-36	8,514,959.401	571,207.078	3,745.099	8,514,959.394	571,207.073	3,745.094	-0.500
H-37	8,514,965.984	571,201.272	3,740.871	8,514,965.970	571,201.258	3,740.874	0.300
H-38	8,514,990.689	571,247.178	3,745.091	8,514,990.699	571,247.178	3,745.085	-0.600
H-39	8,515,001.212	571,241.732	3,739.280	8,515,001.217	571,241.728	3,739.283	0.300
H-40	8,514,999.337	571,297.380	3,745.176	8,514,999.358	571,297.371	3,745.169	-0.700

COORDENADAS UTM DE HITOS DE ASENTAMIENTO DE LA PRESA CUCHOQUESERA							
COFORME A OBRA (NOV. 2001)				COORDENADAS FEBRERO, 2014			RESULTADOS
HITO	COORDENADAS		COTA (msnm)	COORDENADAS		COTA (msnm)	ASENTAMIENTO (cm)
	NORTE	ESTE		NORTE	ESTE		
H-41	8,515,016.454	571,286.683	3,736.590	8515016.447	571296.710	3736.594	0.400
H-42	8,514,999.979	571,347.301	3,745.132	8515000.001	571347.297	3745.129	-0.300
H-43	8,515,020.967	571,346.506	3,734.660	8515021.031	571346.502	3734.667	0.700
H-44	8,515,000.516	571,397.305	3,745.208	8515000.541	571397.305	3745.188	-2.000
H-45	8,515,023.543	571,397.188	3,733.203	8515023.594	571397.195	3733.208	0.500
H-46	8,515,000.950	571,447.313	3,745.286	8515000.979	571447.306	3745.264	-2.200
H-47	8,515,024.365	571,446.878	3,732.833	8515024.428	571446.888	3732.835	0.200
H-48	8,515,024.612	571,461.728	3,732.838	8515024.662	571461.735	3732.835	-0.300
H-49	8,515,001.713	571,497.273	3,745.360	8515001.753	571497.283	3745.337	-2.300
H-50	8,515,025.266	571,497.072	3,732.650	8515025.314	571497.095	3732.642	-0.800
H-51	8,515,002.281	571,547.284	3745.219	8515002.311	571547.296	3745.216	-0.300
H-52	8,515,026.052	571,547.361	3,732.660	8515026.107	571547.358	3732.663	0.300
H-53	8,515,002.862	571,597.276	3,745.233	8515002.854	571597.290	3745.217	-1.600
H-54	8,515,025.847	571,596.761	3,732.984	8515025.895	571596.769	3732.981	-0.300
H-55	8,515,003.478	571,647.281	3,745.277	8515003.446	571647.305	3745.264	-1.300
H-56	8,515,026.393	571,647.087	3,733.620	8515026.445	571647.111	3733.617	-0.300
H-57	8,515,004.052	571,697.268	3,745.244	8515004.002	571697.287	3745.231	-1.300
H-58	8,515,027.158	571,697.849	3,733.338	8515027.186	571697.872	3733.337	-0.100
H-59	8,515,004.581	571,747.336	3,745.278	8515004.518	571747.357	3745.262	-1.600
H-60	8,515,024.962	571,747.298	3,734.638	8515025.024	571747.314	3734.641	0.300
H-61	8,515,005.202	571,797.340	3,745.288	8515005.151	571797.366	3745.278	-1.000
H-62	8,515,026.211	571,796.432	3,734.224	8515026.217	571796.468	3734.226	0.200
H-63	8,515,005.815	571,847.355	3,745.266	8515005.744	571847.375	3745.252	-1.400
H-64	8,515,026.107	571,847.214	3,734.520	8515026.085	571847.239	3734.521	0.100
H-65	8,515,006.378	571,897.334	3,745.267	8515006.295	571897.358	3745.258	-0.900
H-66	8,515,026.008	571,896.378	3,734.979	8515025.962	571896.412	3734.975	-0.400
H-67	8,515,007.038	571,947.369	3,745.314	8515007.039	571947.394	3745.304	-1.000
H-68	8,515,026.750	571,946.622	3,734.929	8515026.699	571946.628	3734.925	-0.400
H-69	8,515,007.674	571,997.344	3,745.278	8515007.403	571997.368	3745.269	-0.900
H-70	8,515,025.199	571,996.896	3,736.089	8515025.167	571996.911	3736.092	0.300
H-71	8,515,012.009	572,045.859	3,745.294	8515011.832	572045.884	3745.284	-1.000
H-72	8,515,028.520	572,041.280	3,736.180	8515028.438	572041.305	3736.182	0.200
H-73	8,515,033.869	572,089.929	3,745.346	8515033.689	572089.970	3745.338	-0.800
H-74	8,515,046.847	572,082.189	3,737.422	8515046.760	572082.243	3737.418	-0.400
H-75	8,515,058.255	572,133.566	3,745.192	8515058.051	572133.624	3745.191	-0.100
H-76	8,515,069.779	572,127.694	3,738.548	8515069.682	572127.734	3738.558	1.000
H-77	8,515,082.637	572,177.256	3,745.179	8515082.396	572177.320	3745.181	0.200
H-78	8,515,091.309	572,171.021	3,739.869	8515091.181	572171.071	3739.870	0.100
H-79	8,515,106.924	572,220.910	3,745.268	8515106.675	572220.981	3745.262	-0.600
H-80	8,515,131.341	572,264.524	3,745.060	8515131.051	572264.585	3745.064	0.400
H-81	8,515,155.680	572,308.280	3,745.093	8515155.450	572308.358	3745.09	-0.300

Gráfico N°4.11 Variación de asentamientos del dique (cm)



4.2 DISCUSIONES

4.2.1 Discusiones de los resultados del cálculo del análisis de estabilidad de talud de la presa Cuchoquesera

- ✓ Existen diferentes teorías y métodos para calcular el factor de seguridad, utilizándose el método de equilibrio limite, basados es el principio de las dovelas o tajadas, donde el factor de seguridad “FS”, determina la estabilidad o inestabilidad del dique de la presa, es decir, si $FS \geq 1,5$ para flujo de agua establecido, con deposito parcialmente, la presa es estable.
- ✓ El análisis Pseudo-estático se aplica a presas de enrocado, tierra, rellenos cohesivos y arenas compactadas. El factor de seguridad depende de las características geotécnicas de los materiales que conforma el dique. Mediante los resultados del factor de seguridad se puede conocer cuál es el la amenaza de que un talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.
- ✓ La presencia del agua en el dique, es una de las causas principales de la inestabilidad del talud de la presa, en épocas de invierno y a presa llena ocurre un aumento de la infiltración en el dique, es de mucha importancia disminuir el volumen del líquido que ingresa al dique, construyendo o colocando drenes en diferentes cotas, con el propósito de captar la mayor posible de líneas de flujo, evitando que se sature el suelo, generando la inestabilidad, colapso del dique de la presa. Del modelamiento a presa llena se tiene resultados menores que a presa vacía debido a la presencia del agua en el dique.
- ✓ Los resultados de los factores de seguridad “FS”, obtenidos de la modelación del dique para diferentes condiciones, deben ser mayores que los parámetros mínimos establecidos por US Corps of Engineers, para el análisis estático y sísmico (Pseudoestático), solo de esa manera garantizara la estabilidad de talud de la presa.

- ✓ Los resultados de “FS” por el método Janbu Simplificado son menores respecto de Bishop Simplificado y Spencer para diferentes condiciones, se debe que el primer método utiliza el equilibrio de fuerzas, superficie de falla es circular, asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas es cero, sin embargo utiliza un factor de corrección F^o para tener en cuenta posible error, mientras los métodos Bishop y Spencer no utilizan este factor de corrección, por lo que el factor de seguridad son bajos. De los resultados se menciona para, KM 0+420: aguas arriba a presa vacía sin sismo (1.825), presa llena con sismo (1.259), desembalse rápido con sismo (1.229). Se muestra detalladamente en el cuadro N°4.1 y cuadro N°4.2 de resultados.

- ✓ La instrumentación geotécnica son fundamentales y de mucha importancia para el análisis y control de estabilidad de taludes: Los inclinómetros son de seguimiento, inspección y monitoreo adecuado del comportamiento interno del dique, observandose desplazamientos e inclinaciones respecto al eje vertical y horizontal, como resultado se obtuvo del I-04 una inclinación acumulada -87.07mm a 4.0m de altura y en el I-06 una inclinación acumulada +74.31mm a 1.5m de altura. Los hitos de alineamientos (AP) e hitos de asentamientos (H) son de mucha importancia para la inspección, control y monitoreo externo del comportamiento del dique de la presa, como las desviaciones y asentamientos serán menores que los parámetros establecidos por norma técnica internacional de instrumentación geotécnica y electromecánica para presas.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- ✓ Para la investigación se utilizó la teoría de equilibrio límite y métodos como: métodos aproximados (Janbu simplificado y Bishop simplificado) y métodos precisos o complejos (Spencer), debido a la investigación son métodos clásicos, confiables, establecidos, definidos y estudiados por diferentes investigadores desde tiempos remotos, bajo este principio se diseñó y construyó miles de presas en nuestro país y en otros países, obteniendo resultados confiables. Este principio es recomendable para presas pequeñas y medianas, para otros casos es recomendable el análisis de cálculo de deformaciones aplicando el método de elementos finitos u otros métodos numéricos.

- ✓ Los parámetros geotécnicos de resistencia cortante de los materiales fueron obtenidas de la exploración de campo y ensayos de laboratorio mediante el estudio de mecánica de suelos (EMS) en la fase de pre factibilidad y factibilidad del proyecto. Datos que han sido facilitados por la oficina de GRA-OPEMAN, como: peso específico (KN/m³), cohesión (KN/m²), ángulo de fricción interna (ϕ), son los que influyen directamente en la

estabilidad de talud, definiendo a mayor cohesión y ángulo de fricción mayor será factor de seguridad (FS). Como también interviene la geometría de la estructura del dique, los sismos, el nivel freático, materiales saturados pueden perder su resistencia o sufrir aumento de presión de poros, etc.

- ✓ Los resultados de los factores de seguridad para diferentes condiciones de análisis estático y sísmico (Pseudo-estático) del modelamiento del dique con el software Slide V. 2005, son mayores respecto factores mínimos establecidos por el US Corps of Engineers. obteniendo para el análisis de desembalse rápido con sismo: sección KM 0+420 método Bishop (1.320), Janbu (1.229) y Spencer (1.322) y sección KM 0+970, método Bishop (1.496), Janbu (1.365) y Spencer (1.499). Se concluye que la presa es estable.

- ✓ La instalación de un sistema de instrumentación geotécnica permite la oportuna identificación de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a desarrollarse durante la construcción o la vida útil de la presa, es el medio más eficiente de evaluación y monitoreo de la estabilidad de talud. Se cuenta con 06 inclinómetros en área de estudio obteniendo resultados máximos de desplazamientos acumulados respecto al eje vertical y horizontal con el software Software DMM For Windows V 2.9.1; I-01 (-55.78mm)V a 1.50m de altura, I-02 (+8.29mm)H a 1.0m de altura, I-03 (-49.66)V a 8.50m de altura, I-04 (-87.07mm)H a 4.0m altura, I-05 (-43.02mm)V a 5.0m altura, y I-06 (+74.31mm)H a 1.5m altura. También los hitos de alineamientos y asentamientos son importantes para control y monitoreo exterior del dique de la presa, se tiene los máximos desviaciones; respecto al eje ESTE, (AP-38, km 1+920, +7.50cm) y (AP-04, km 0+220, -3.20cm); respecto al eje NORTE, (AP-31, km 1+570, +11.90mm), (AP-38, km 1+920, -24.80mm) y asentamientos (H-76, km 1+800, +1.00cm) y (H-14, km 0+400, -3.90cm).

- ✓ El programa SLIDE, es una buena herramienta para la modelación de presas flexibles, permitiendo la facilidad de cálculo, visualización de la geometría, círculo de falla y factor de seguridad, bajo el principio de la estática y pseudoestática a través el método del equilibrio límite. El cálculo del factor de seguridad se puede realizar estudiando la totalidad de la longitud de la superficie de falla ó dividiendo la masa deslizada en tajadas ó dovelas. Se tendrá un especial cuidado en el procedimiento del cálculo, interpretación de los resultados y el criterio adecuado para definir si los resultados ofrecidos son correctos o incorrectos, estará basado en un dominio de conceptos y fundamentos con las que se basa el software.

5.2 Recomendaciones

- ✓ La estabilidad de talud está en función a los parámetros geotécnicos de los materiales que conforma al dique, como: la cohesión (C'), ángulo de fricción (ϕ'), peso específico(PE), cuyos valores se obtienen del ensayo de corte directo a través del estudio de la mecánica de suelos(EMS), estos ensayos deberán ser realizados por especialistas con mucha responsabilidad y precisión.
- ✓ Para que sea estable un talud, el "FS" calculado debe ser mayor que los factores mínimos establecidos por el US Corps of Engineers, para presas de tierra y enrocado, en modo estático y sísmico (Seudoestático), como: al final de la construcción $FS \geq 1.32$, para flujo establecido con depósito parcial $FS \geq 1.50$, y para desembalse rápido $FS \geq 1.00$, estos valores son los que van a determinar la estabilidad o inestabilidad de la presa.
- ✓ Desde la iniciación de la construcción de una presa hasta que se encuentre funcionando a su nivel máximo de almacenamiento de agua, los materiales que constituye el dique están sometidos a diferentes condiciones de esfuerzos que van cambiando a través del tiempo, al colocar una capa de

material en el terraplén durante la construcción, este tiene una relación de vacíos y un cierto grado de saturación, generalmente menor de 100%, a medida que la construcción prosigue, la capa inferior va recibiendo más peso de las capas superiores, como consecuencia el material que constituye el dique va sufriendo cambios en su volumen de vacíos, durante todo el proceso constructivo de la cortina.

- ✓ Para las presas construidas de o sobre suelos granulares saturados, sueltos a medianamente densos (presas de relave), sometidas a movimientos fuertes, una causa principal de daño o falla es el incremento en la presión de poros en los suelos granulares y la posible pérdida de la resistencia al corte en mayor parte, producto de este aumento de presión de poros (licuación), no es posible predecir este tipo de falla mediante el análisis pseudo-estático, en estos casos se requiere un procedimiento de análisis dinámico que proporcione una base más confiable para evaluar el comportamiento sísmico de este tipo de presa.

- ✓ El cálculo de estabilidad sísmica de taludes de una presa, se realiza generalmente mediante un análisis pseudo-estático, el cual introduce un coeficiente horizontal al modelo de cálculo, este método sin embargo es válido para presas ubicadas en áreas de baja o moderada actividad sísmica (CS: 0,15 - 0,2 g), para presas de mayor altura a sismos de mayor intensidad, se comportan como cuerpos deformables en los cuales su respuesta a la excitación sísmica dependerá de los materiales que conforma el dique, de su geometría, la naturaleza del movimiento, etc. Cuando el sismo es mayor la estructura es más vulnerable a la inestabilidad, es recomendable combinar este método con estimaciones más representativas que tengan en cuenta el comportamiento dinámico del suelo, que proporcione una base de diseño más confiable.

- ✓ Tener un especial cuidado en la utilización del software para el cálculo de factor de seguridad, en los siguientes pasos: definición de la sección a modelar, introducción de datos, selección de métodos e interpretación de los resultados, estará basado en un dominio de conceptos, principios y fundamentos con la que está hecho el software. (Sería muy conveniente conocerlo).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AHEDO DESENA, Aussin y RUTILIO SANCHEZ, Jacinto Esteban (2003). Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, en “Estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocado, México - Setiembre, 2003”.
2. ALE VÉLIZ, José Daniel (2001). “Análisis de Estabilidad de Taludes, Métodos de Estabilización de Taludes mediante Estructuras de Suelo Reforzado”. Universidad Nacional de Ingeniería, facultad de ingeniería civil capítulo 2, Lima –Perú.
3. ALMACHE SÁNCHEZ, Luis Mario (2014). Tesis previa a la obtención del grado de Magíster en “Geología Aplicada y Geotecnia Análisis de la estabilidad actual de la Ermita sur en la hidroeléctrica Mazar, Ecuador-Setiembre 2014”. Capitulo III, Pg. 38 a 62.
4. ALVA HURTADO, Jorge E. y INFANTES QUIJANO, Miguel (2004). “Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado”. Centro Peruano Japonés de investigación sísmica y mitigación de desastres, capítulo IV. Japón.
5. ALUNNI José Luis (2012). Cátedra: “Fundamentos de Ingeniería, Tema 11: Canales – Presas – Diques”. [Recuperado el 12 junio del 2015]. Disponible en: <http://ing.unne.edu.ar/dep/eol/fundamento/tema/T11.pdf>.
6. BERRY, Peter. y REID, David (2005). Mecánica de suelos aplicada - Department of civil. Engineering, university of Salford.

7. BRAJA M. Das (2007). “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. California State University. Edamsa Impresiones S.A.
8. CARDENAS LOPEZ Andrés y CASTILLO PEREZ Alberto (2006). La ingeniería de suelos en vías terrestres: carreteras, ferrocarriles - 1º Edición, Editorial Aguilar- Bogotá-Colombia.
9. CASTAÑÓN GARAY, Paola Angélica (2012). “Estabilidad de talud” Universidad Autónoma de México. Pg. 108 al 123.
10. CRESPO VILLALUZ, Carlos (2004). “Mecánica de suelos y Cimentaciones “. Editorial Limusa S.A. Noriega Editores. Quinta edición. México, Pág. 170 a 217.
11. CONDORI CANDIA, Froilán (2012). Tesis para optar el título de Ingeniero Agrícola en “Modelación de redes de flujo mediante el uso del programa SEE/W 2007 con aplicación al embalse Cuchoquesera – Ayacucho”.
12. HERRERA RODRÍGUEZ, Fernando (2000). “Análisis de Estabilidad de Taludes”. Director técnico, geólogo - Master en ingeniería geológica, U.C.M. geotecnia.
13. HORACIO BRAVO, Oscar (2006), “Presas de materiales sueltos” Organismo Regulador de Presas, 2006. [Recuperados 18 de marzo del 2015]. Disponible en: <<http://www.Segurid. orsep.gob.ar/presas-materiales>>.
14. IZQUIERDO SILVESTRE, Francisco A (2001). “Cuestiones de geotecnia y cimentaciones” Editorial Universidad Técnica de Barcelona. Pag. 143 a 153.

15. JUAREZ BADILLO, Eulalio (1961). Mecánica de suelos. Tomo I y II. “Fundamentos y aplicaciones de la mecánica de suelos”. Editorial Limusa S.A. México.
16. LAMBE T. William, WHITMAN Robert V. (1999). “Mecánica de suelos”. Editorial Limusa S.A. Noriega Editores. México, Pág. 500 a 504.
17. MANUAL DIGIPRO FOR WINDOWS, (2004/1/08). SLOPE INDICATOR, 12123 Harbour Reach Drive Mukilteo, Washington, USA, 98275.
18. MANUAL INCLINOMETER MODEL, Model GK-603 (2009). Inclinator Readout Version 3.1 Including MEMS type probes.
19. Manual Traducido, DIGITILT DATA MATE II 50310999 (2007). Durham Geo Slope Indicator, Harbour Reach Drive Mukilteo, Washington, EE.UU.
20. Manual Traducido, DIGITILT INCLINOMETER PROBE 50302599 (2012). Slope Indicator, 12123 Harbour Reach Dr Mukilteo, WA, USA.
21. MANUAL DE SUPERVISION DE OBRA: PRESA CUCHOQUESERA, DIQUES LATERALES Y OBRAS CONEXAS, Proyecto integral Rio Cachi – informe, mayo 2000. HARZA-ENGINEERING COMPANY INTERNATIONAL L.P. Archivo general.
22. MENDOZA BADILLO, Luis. (2003). “Principios fundamentales de la mecánica de suelos” 2º Edición. Compañía Editorial Continental S.A. México.

23. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES, PROVIAS NACIONAL DE PERU (2012). Estudio complementario de estabilidad de taludes y adecuación del expediente técnico de la carretera Tingo María – Aguaytía, tramo 1.2: km. 15+200 – km. 51+551.
24. GUEVARA ALLAN, Michelt E. (1989). “Estructuras Hidráulicas Embalses” Profesor principal del departamento de ingeniería hidráulica. Pag. 32 a 38, 42 a 47. Estados Unidos.
25. NICHOLSON D.T. Y HENCHER S. (1997). “Assesing potential for deterioration of engineered rockslopes”. The Proceedings International Symposium on Engineering Geology and the Environment. Athens. Pag. 911 a 917.
26. PÉREZ DE ÁGREDA, Eduardo Alonso (2005). “Estabilidad de Taludes”. Departament d’Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica E.T.S. d’Enginyeria de Camins, Canals i Ports Universitat Politècnica de Catalunya, Edición 2005.
27. RODRIGUEZ RICO, Alfonso (2010). “Fundamentos básicos de la Geología y Geotecnia” – 3º Edición, Editorial Aguilar- D.F. México.
28. RUESTA P., DIAZ J. y ALVA HURTADO Jorge E (1988). Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú-Centro Peruano Japonés de investigación sísmica y mitigación de desastres y mitigación de desastres, Universidad Nacional de Ingeniería, sección de Post Grado, LIMA - PERÚ 10/74 COMP. N 82º W.
29. SÁNCHEZ HERNANDEZ Carlos, ANGEL VICENTE Miguel, Ingeniero de caminos, canales y puertos Madrid 2008, [Recuperado el

20 enero del 2015]. disponible en: < www.ingeniero-de-caminos.com>.

30. SERRANO LOMBILLO, Armando (1); ESCUDER BUENO, Ignacio (2); DEMEMBRILLERA ORTUÑO, Manuel G. (3); ALTAREJOS GARCÍA, Luis (4) (2006). “Aplicación de Métodos de Equilibrio Límite y de degradación de parámetros a la estimación de la seguridad de Presas de materiales sueltos”, Departamento de Ingeniería Hidráulica, Universidad Politécnica de Valencia Camino de Vera s/n, 46022, Valencia, España.
31. SUAREZ DIAZ, Jaime (2001). “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales” Profesor de Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander Bucaramanga – Colombia. Editorial Universidad Industrial de Santander. Impreso en Colombia.
32. VARNES. D. J.(1978). “Movimiento a lo largo de pendientes tipos y procesos, en los desprendimientos de análisis y control”. Capítulo II, L. Schuster y R. S Krizec, Editores, Academia Nacional de Ciencias, Investigación de Transporte Informe Especial 176, Pg. 11-33, Washington, D. C.
33. VILLASEÑOR CONTRERAS, Jesús (1978). Proyectos de obras Hidráulicas, Departamento de enseñanza investigación y servicio en irrigación, México.
34. WOLMAR KNUT, Axel Fellenius (1927) “Método ordinario de Fellenius”. Er war von 1911 bis 1943 Professor für Wasserbau an der Königlich Technischen Hochschule in Stockholm. Europa.

PAGINAS EN CONSULTA

35. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES. [Recuperado el 12 de febrero del 2014]. Disponible en: <http://es.wikipedia.org/wiki/Estabilidad_de_taludes>.
36. DEFINICIÓN DE REPRESA - QUÉ ES, SIGNIFICADO Y CONCEPTO DIQUE [Recuperado el 14 enero del 2015]. Disponible en: <<http://definicion.de/represa/#ixzz3cxcjmDGD>>.
37. ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESA [Recuperado el 18 de abril del 2015]. Disponible en: <<http://estabilidad-detaluDES7.webnode.es/news/estabilidad-de-taludes>>.
38. SLOPE INDICATOR. [Recuperados 25 de noviembre del 2014]. Disponible en: <[www. Slopeindicator.com](http://www.Slopeindicator.com)>.
39. PROYECTOS FIN DE CARRETERAS. [Recuperados 04 de enero del 2015]. Disponible en: <[www. Proyectosfindecarrera.com](http://www.Proyectosfindecarrera.com)>.

ANEXO

ANEXO N°01

Coordenadas “XY” de las secciones: KM 0+920 y KM-0+970 de la

Presa Cuchoquesera

COORDENADAS DE SECCION DEL DIQUE PRINCIPAL DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+420

DIQUE		ANDESITA ROJA		ANDESITA GRIS		SUELO LAGUNAS		NUCLEO		FILTRO		FILTRO		ESPALDON		VASO		AGUA	
CONTORNO		MATERIAL 6		MATERIAL 7		MATERIAL 5		MATERIAL 1		MATERIAL 2		MATERIAL 3		MATERIAL 4A		MATERIAL D		AGUA	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.000	0.000	0.000	52.690	0.00	76.20	270.81	76.20	79.540	76.200	0.000	76.200	0.000	76.200	64.720	78.200	183.64	76.20	264.430	15.000
264.430	0.000	39.090	53.720	170.81	76.20	76.81	78.200	87.750	117.250	2.220	76.700	73.230	76.200	55.250	119.250	183.64	80.00	100.690	15.000
264.430	60.000	63.000	59.520	233.60	55.82	264.430	78.20	90.790	117.250	76.360	76.700	65.250	118.250	93.250	119.250			95.700	14.340
174.820	60.000	63.000	66.200	264.43	56.91			98.460	78.700	66.750	118.250	65.250	119.250	113.020	79.700			94.570	13.860
264.430	79.700	55.390	69.020					166.230	76.700	91.750	118.250	93.250	118.250					93.250	12.090
93.250	119.250	30.340	67.080					174.820	80.000	101.510	79.200	93.250	119.250					90.910	02.660
65.250	119.250	0.000	66.200					264.430	80.000	165.330	79.200	104.810	79.700					88.250	06.840
26.030	86.350									174.820	80.000	164.430	79.700					79.530	02.630
22.030	66.350											174.820	80.000					67.700	04.340
7.360	78.200																	52.600	03.760
0.000	78.200																	26.270	79.520
																		20.870	77.670
																		3.260	78.200
																		0.000	77.670

Tabla N° 1.1 Coordenadas del dique principal, KM 0+420

COORDENADAS DE SECCION DEL DIQUE LATERAL DE LA PRESA CUCHOQUESERA, KM 0+970

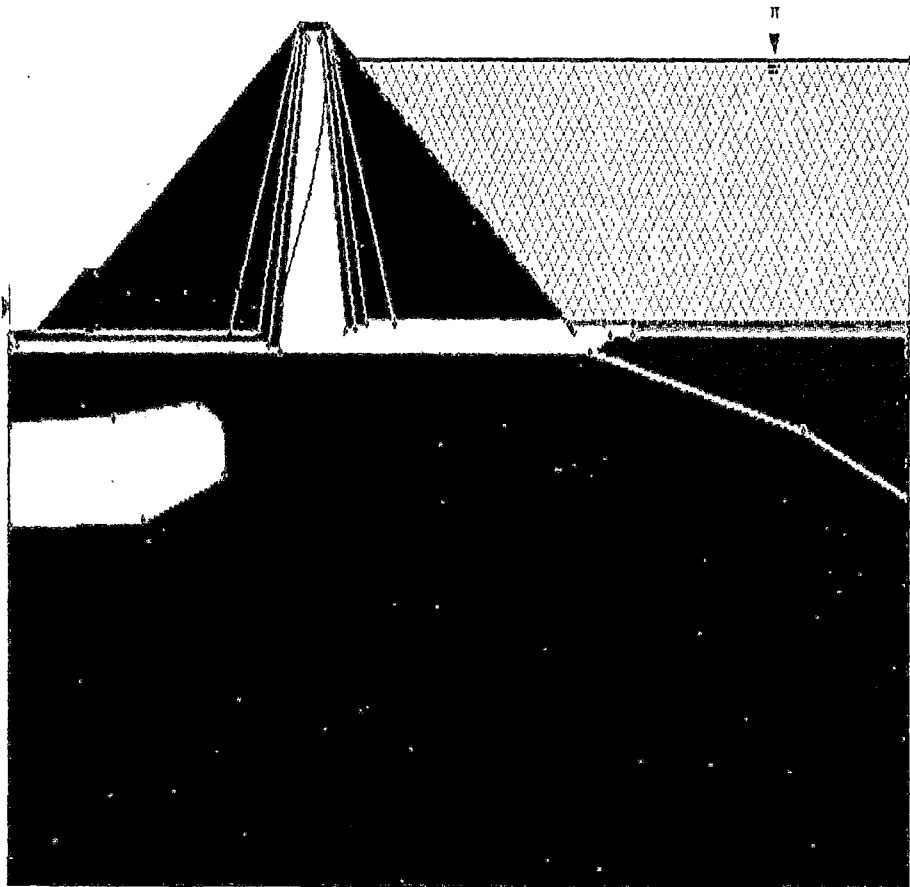
DIQUE		S. DE FUNDACION		S. DE FUNDACION		LAGUNAR		NUCLEO		FILTRO		FILTRO		ESPALDON		AGUA	
CONTORNO		MATERIAL 8		MATERIAL 7		MATERIAL 6		MATERIAL 1		MATERIAL 2		MATERIAL 3		MATERIAL 4A		AGUA	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.000	0.000	0.000	32.840	0.000	72.970	0.000	76.310	41.110	76.800	0.000	78.390	0.590	78.400	32.946	78.849	146.580	94.540
146.580	0.000	33.240	32.330	32.180	73.300	41.110	76.800	45.080	96.040	0.590	78.400	7.340	78.460	42.580	98.040	57.210	94.540
146.580	78.710	51.360	31.740	57.890	73.290	94.570	77.140	48.080	96.040	2.240	76.890	37.140	78.930	50.580	98.040	52.430	94.330
94.580	79.310	75.860	30.020	94.910	73.010	146.580	77.030	51.460	79.110	39.180	77.460	42.580	97.040	58.757	81.676	51.570	93.650
86.210	79.290	98.890	28.510	146.580	72.030			86.210	79.290	44.080	97.040	42.580	98.040			50.270	92.210
50.580	98.040	146.580	25.080					94.580	79.310	49.080	97.040	50.580	97.040			49.170	90.300
42.580	98.040							146.580	78.710	53.300	80.130	50.580	98.040			33.520	79.930
7.340	78.460									84.310	80.290	55.190	81.660			27.980	80.270
0.000	78.390											81.476	81.781			22.550	80.330
																18.480	80.090
																14.460	79.280
																10.990	78.090
																0.596	78.396
																0.000	78.390

Tabla N° 1.2 Coordenadas del dique lateral, KM 0+970

ANEXO N°02

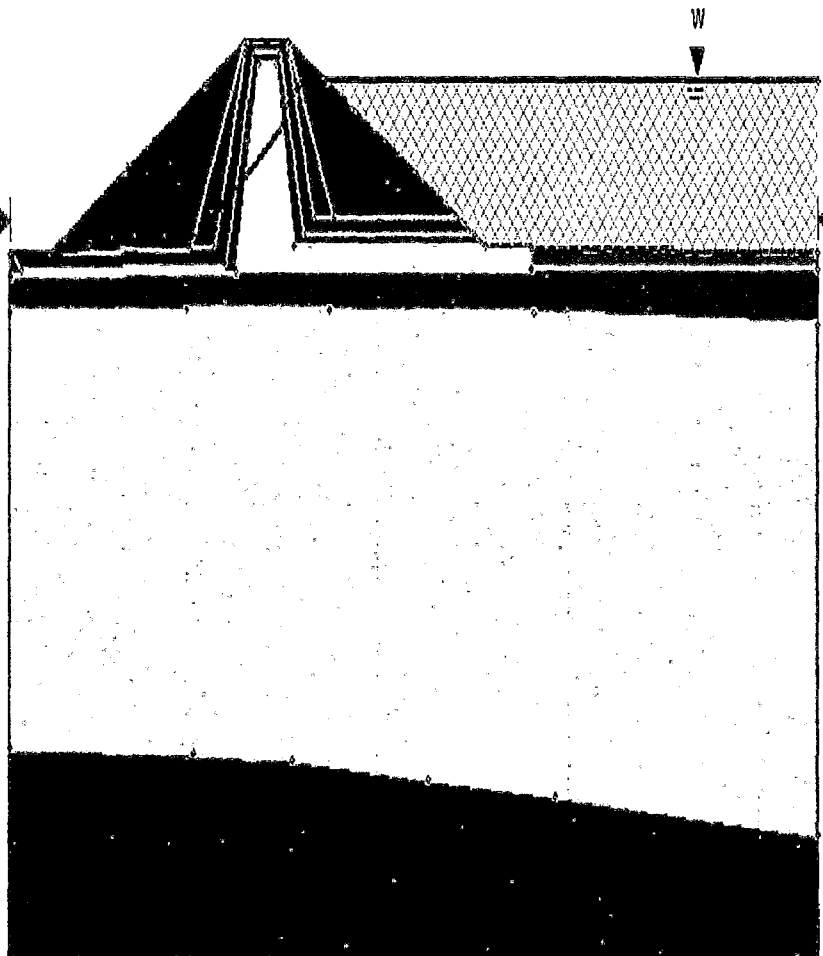
Parámetros geotécnicos de los materiales que conforma el dique de la

Presas Cuchoquesera, secciones: KM 0+920 y KM-0+970



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
NUCLEO		17.6	Mohr-Coulomb	18.8	24.4	Water Surface	Constant
FILTRO 2		20.35	Mohr-Coulomb	98.04	27.5	Water Surface	Constant
FILTRO 3		20.64	Mohr-Coulomb	100	28.3	Water Surface	Constant
ESPALDON 4A		21.02	Mohr-Coulomb	108.5	30	Water Surface	Constant
ESPALDON 4		21.04	Mohr-Coulomb	110	30.2	Water Surface	Constant
S. LAGUNAR		19.42	Mohr-Coulomb	91.03	26.38	Water Surface	Constant
S.FUNDACION ROJA		21.13	Mohr-Coulomb	118	40.8	Water Surface	Constant
S.FUNDACION GRIS		21.24	Mohr-Coulomb	125	41.3	Water Surface	Constant
VASO		18.32	Mohr-Coulomb	49.05	25.5	Water Surface	Constant

Tabla N° 2.1 Parámetros geotécnicos de materiales que conforma el dique principal, KM 0+420



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
NUCLEO	□	17.6	Mohr-Coulomb	18.6	24.4	Water Surface	Constant
FILTRO2	■	20.35	Mohr-Coulomb	98.04	27.5	Water Surface	Constant
FILTRO3	■	20.64	Mohr-Coulomb	100	28.3	Water Surface	Constant
ENROCADO4A	■	21.02	Mohr-Coulomb	108.5	30	Water Surface	Constant
ENROCADO4	■	21.04	Mohr-Coulomb	110	30.2	Water Surface	Constant
LAGUNAR	■	19.2	Mohr-Coulomb	90.01	25.5	Water Surface	Constant
S. FUNDACION	□	21.08	Mohr-Coulomb	115	40	Water Surface	Constant
SUB BAZAMENTO	■	21.21	Mohr-Coulomb	122	41	Water Surface	Constant
VASO CARPETAS	■	18.32	Mohr-Coulomb	49.05	25.5	Water Surface	Constant

Tabla N° 2.2 Parámetros geotécnicos de materiales que conforma el del dique lateral, KM 0+970

ANEXO N°03

Manual del modelamiento con el software

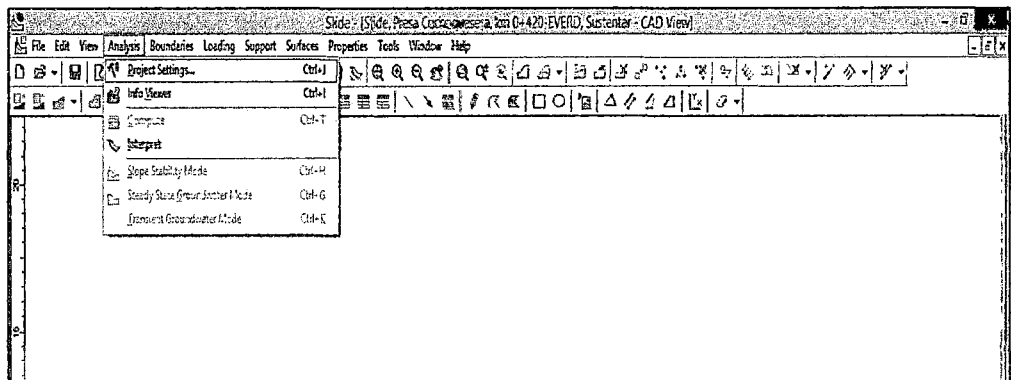
SLIDE V. 2005

3.1 Procedimiento del modelamiento del software SLIDE V. 2005

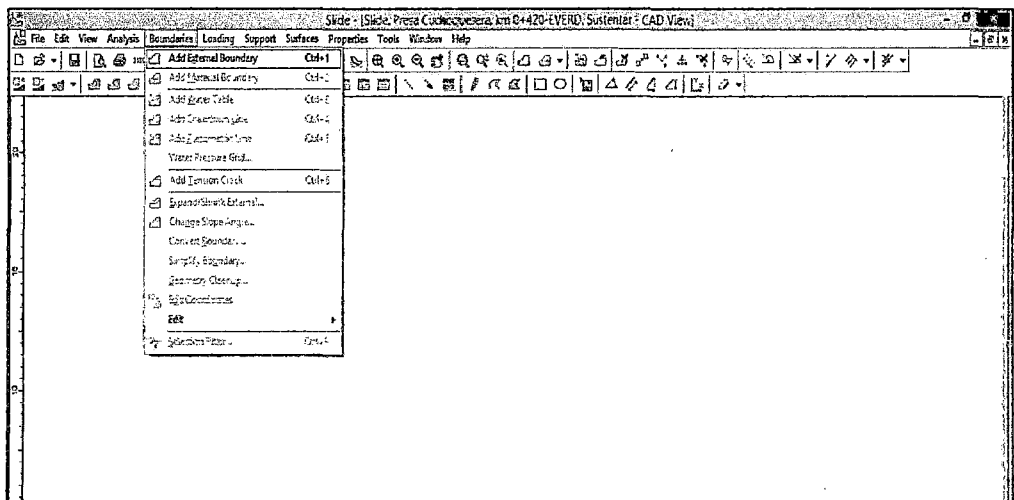
Para la modelación de estabilidad de talud se definió el perfil geométrico de cada material que conforma el dique de las secciones 0+420 y 0+970 que son los más críticos de la presa en estudio.

Siguiendo el procedimiento para la modelación del dique de la presa:

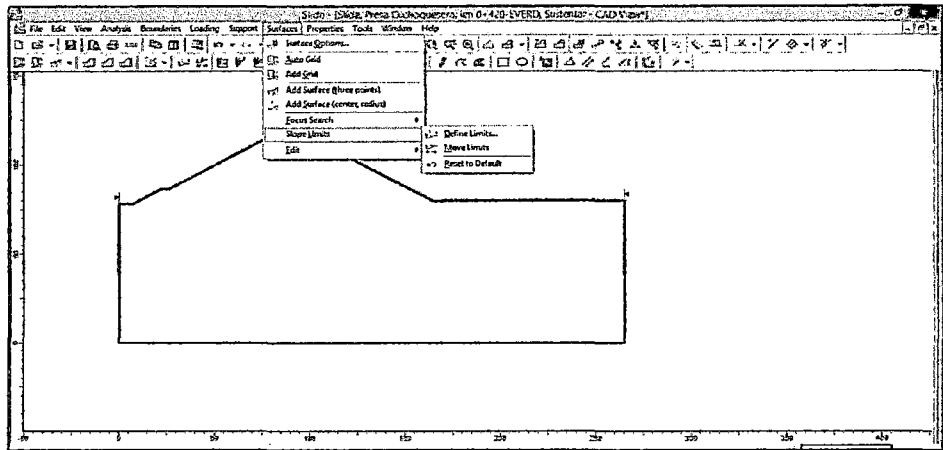
1. Generación y/o definición de la sección del dique a modelar en software AutoCAD
2. Abrimos el programa siendo la versión u otra, clic en Analysis > Project Settings...



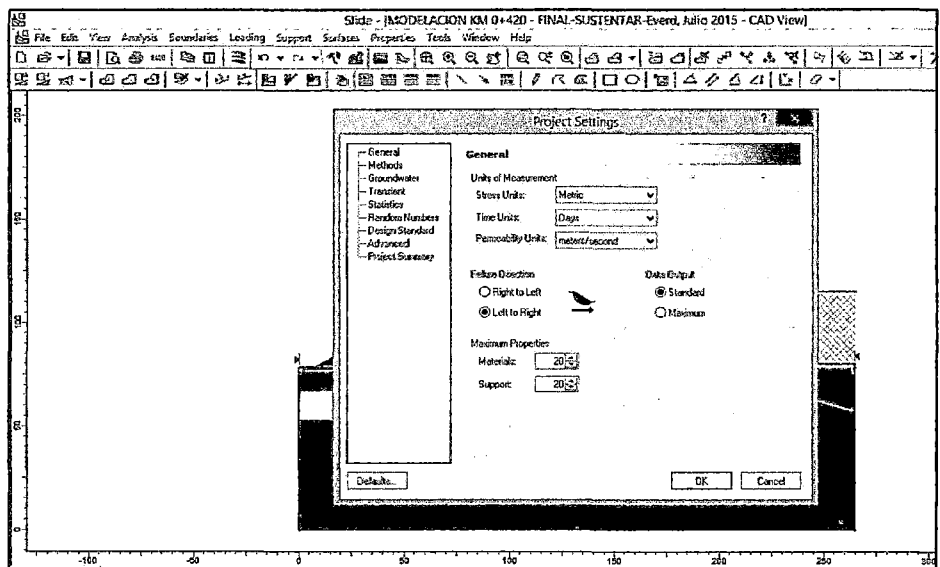
3. Ingreso de los límites externos y secciones internas de cada geometría de la estructura que conforma el dique y la parte sub basamento de la presa: Boundaries > Add External Boundary.....



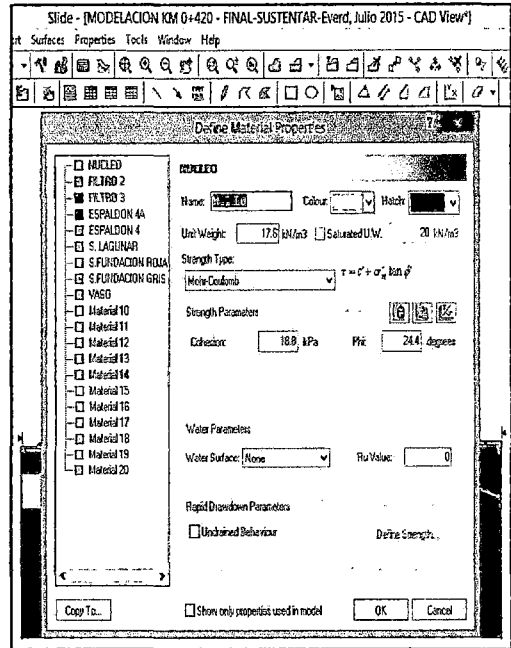
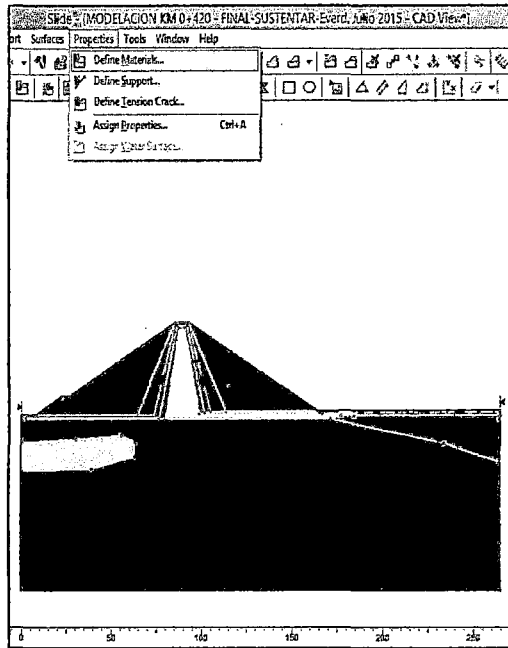
4. Se define los límites del talud para el modelamiento; Surfaces > Slope Limits > Define Limits...



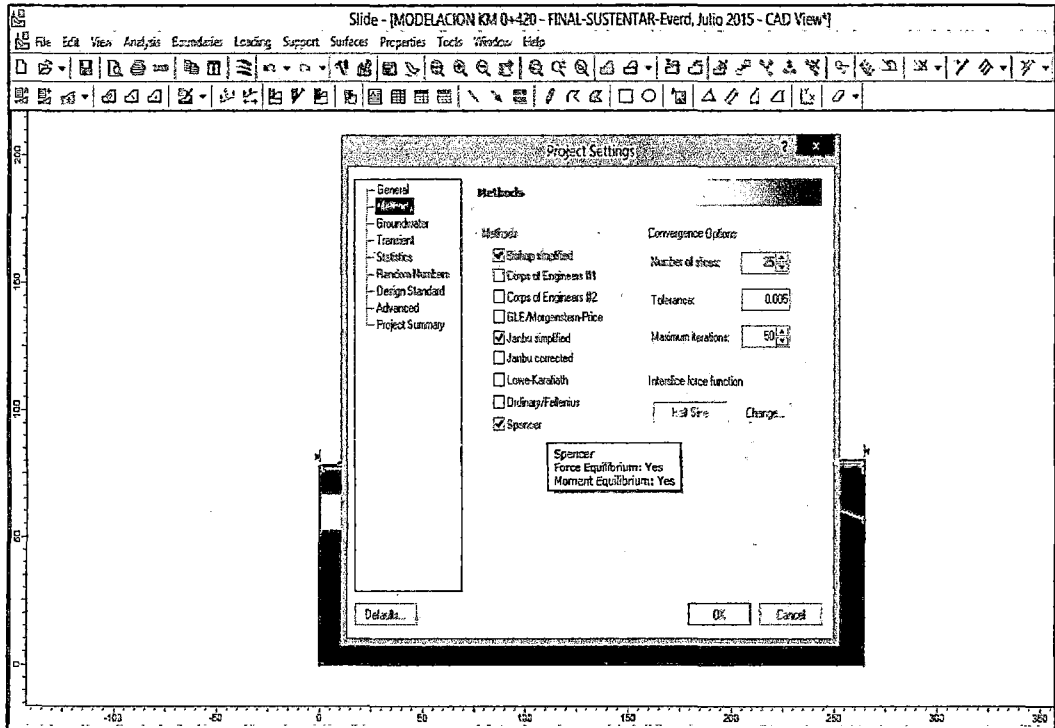
5. Determinación de la zona del análisis ya sea aguas abajo o aguas arriba: Surfaces > Auto Grid...



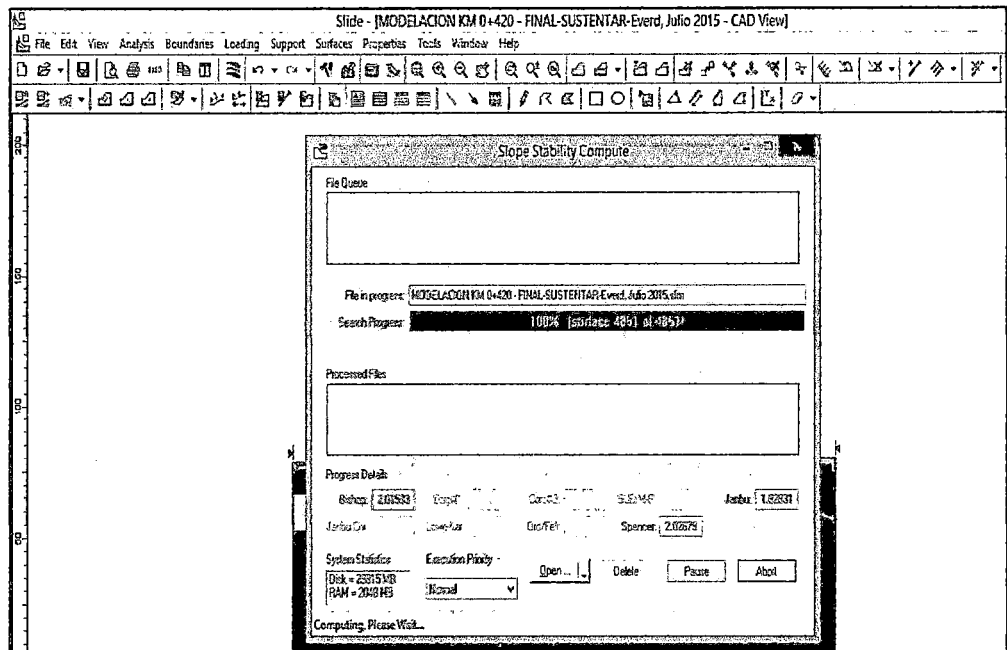
6. Una vez definido la sección geométrica del dique, se alimenta las propiedades de cada material en cuanto a la estabilidad obtenidos del laboratorio de mecánica de suelos (Información dados de la presa en estudio) como el Peso Específico (KN/m³), Cohesión (KN/m²) y Angulo de Fricción (Grados) para esta investigación y asignamos cada material: Properties > Define Materials....



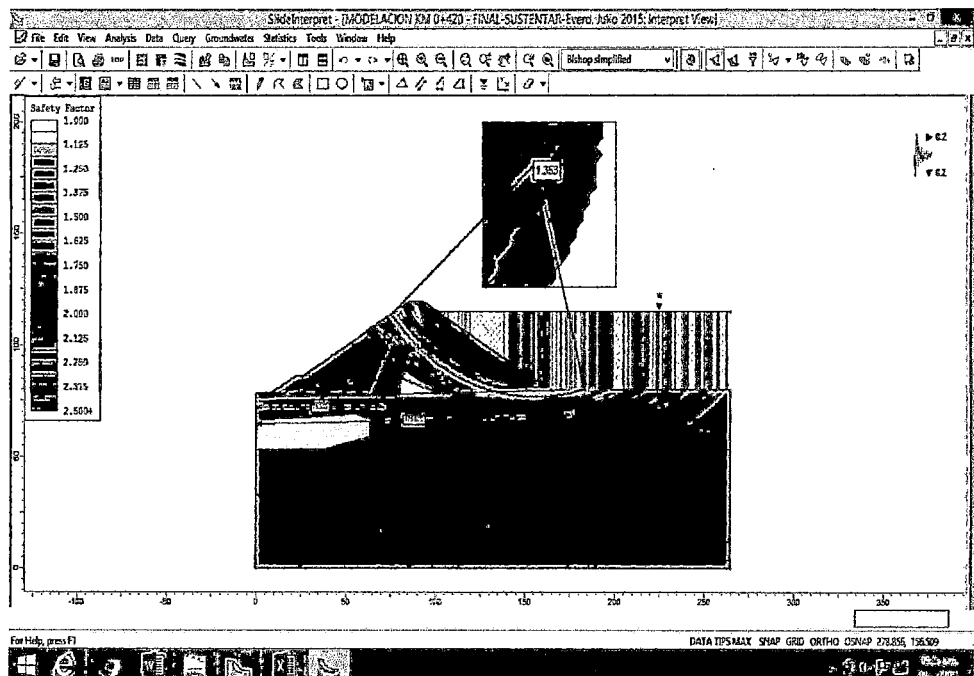
7. Selecciono los métodos para la investigación como Bishop simplified, Janbu simplified y Spencer: Analysis > Project Settings > Methods.....



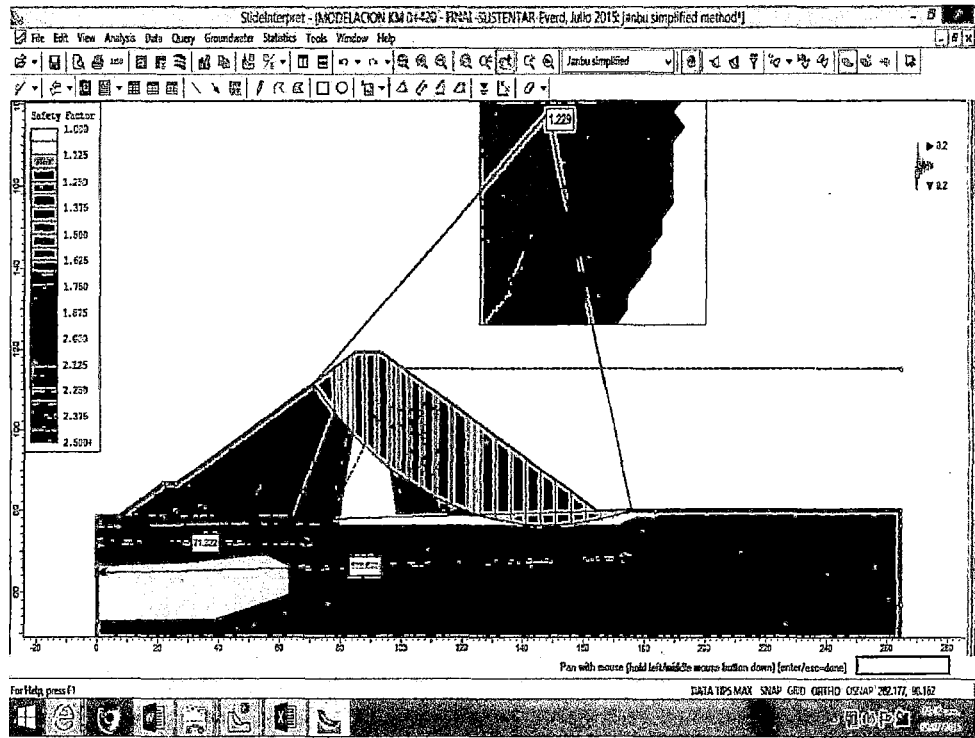
8. Se corre el programa: Analysis > Compute.....



9. Finalmente se interpreta de los resultados del análisis para diferentes situaciones a presa vacía, a presa llena, sin sismo, con sismo, desembalse rápido como aguas abajo, aguas arriba: Analysis > Interpret.....



a. Análisis a presa llena, con sismo, aguas arriba



b. Análisis de desembalse rápido a presa llena, con sismo, aguas arriba.

ANEXO N°04

Panel fotográfico

Foto N° 4.1 Vista panorámica de la Presa Cuchoquesera.



Foto N° 4.2 Puerta principal del campamento Presa Cuchoquesera.

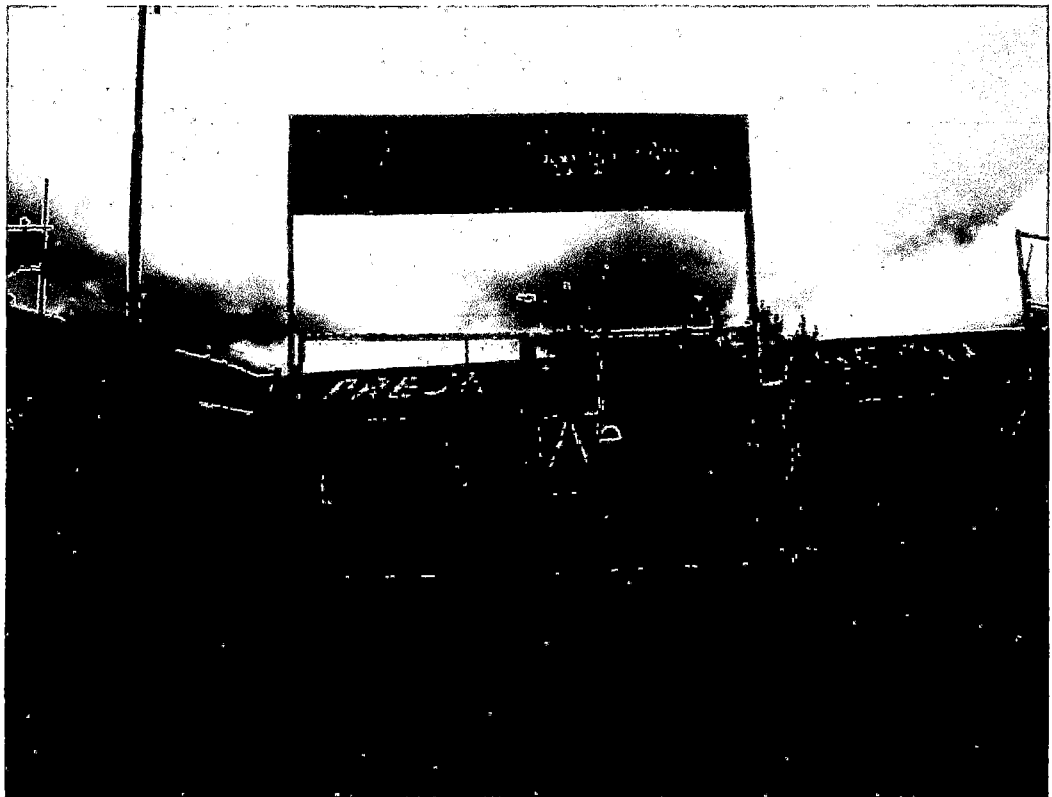
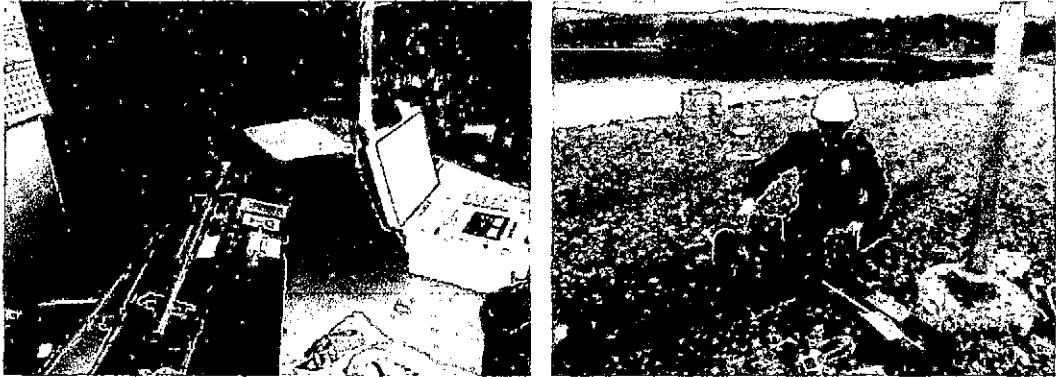


Foto N° 4.3 Equipos y materiales para la lectura del inclinometro



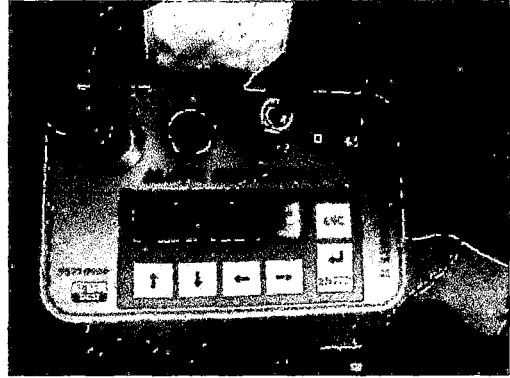
Fotos N° 4.4 Fase de campo, lecturas de los inclinómetros con equipos y materiales en el dique de la presa Cuchoquesera



a) Colocación y ensamblaje de polea al tubo inclinometrico

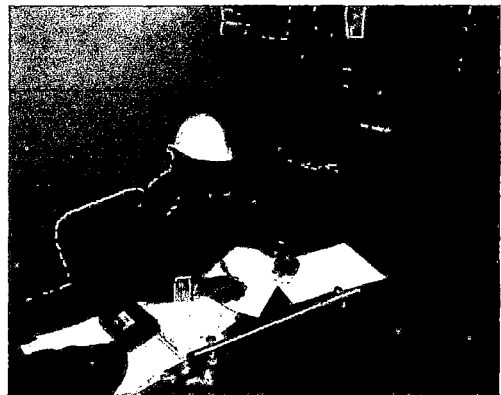


b) Colocación del sensor de inclinometria y el cable de control Digitilt



c) Registro de datos con la caja lectora Digitilt DataMate II

Fotos N° 4.5 Fase de gabinete, extracción de los datos de la caja lectora Digitilt Data Mate II y procesamiento de las lecturas inclinométricas de la presa Cuchoquesera



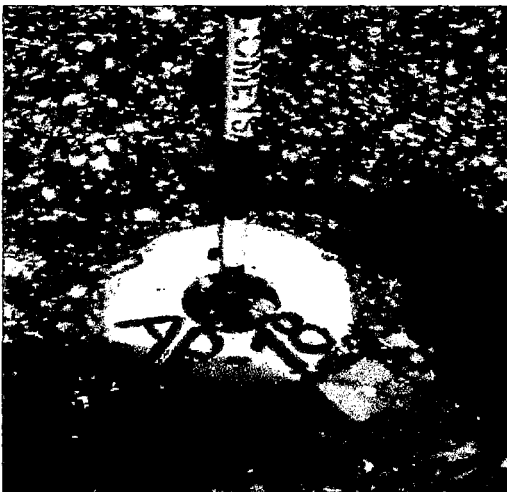
Fotos N° 4.6 Control topográfico de hitos de alineamiento (AP) e hitos de asentamiento (H) de la presa Cuchoquesera



a) Lecturas con equipo topografico Leica



b) prismeros en en la cresta y aguas debajo de la presa



c) Hitos de alineamiento

d) Hitos de asentamiento

Fotos N° 4.7 Materiales enrocado que conforma dique de presa Cuchoquesera

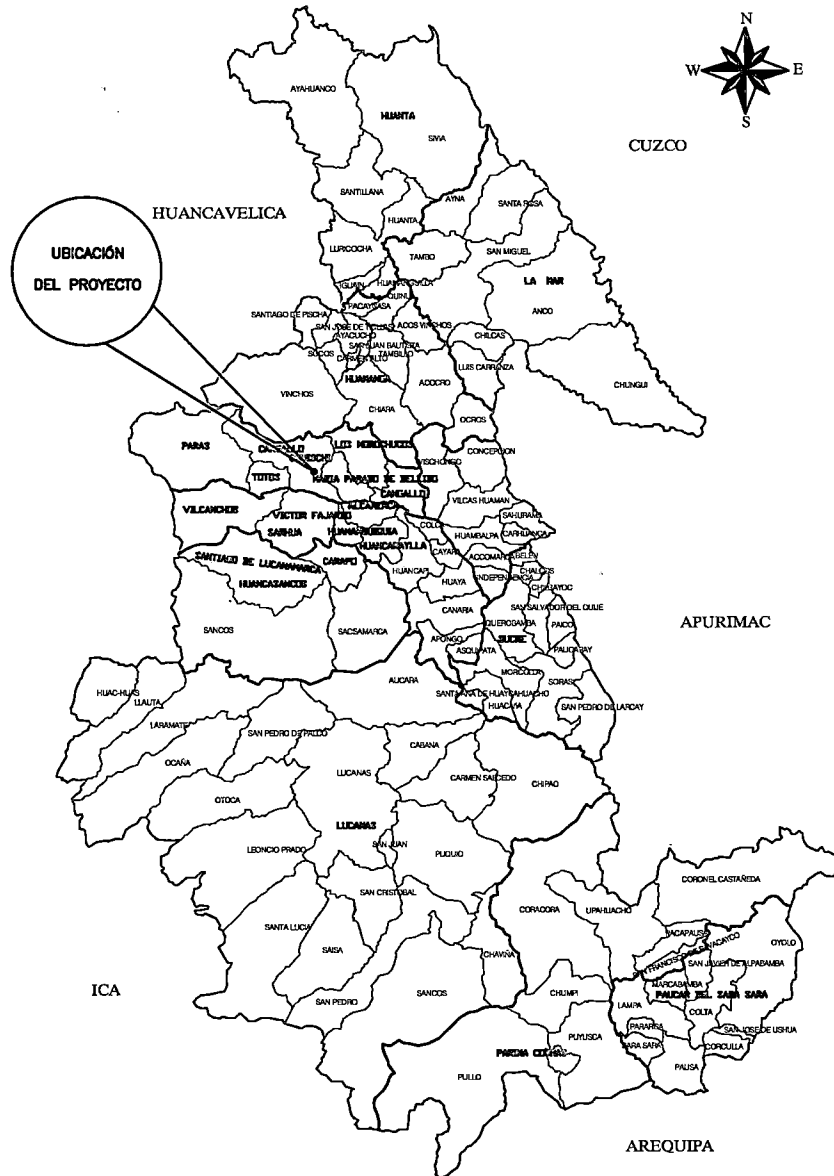
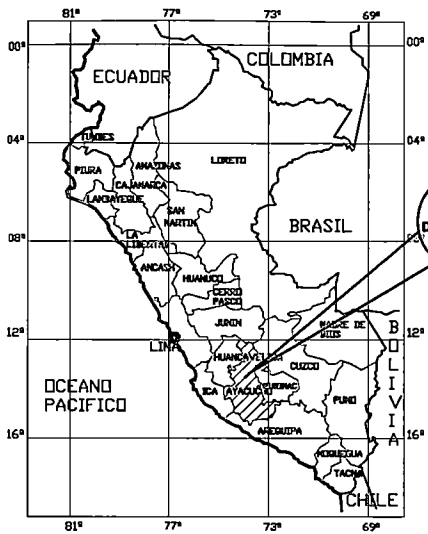




a) Aguas arriba

b) Aguas abajo

ANEXO N°05

Planos



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA		
TESIS: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA SLIDEV. 2005 CON APLICACION AL EMBALSE CUCHOQUESERA-AYACUCHO.		
PLANO: UBICACION Y LOCALIZACION		
TESIS#:	Bach. Ing. DE LA CRUZ CARRHUAYPIÑA, Everson	
ASESOR#:	Ing. ARIAS BALTAZAR, Leonidas	
		01