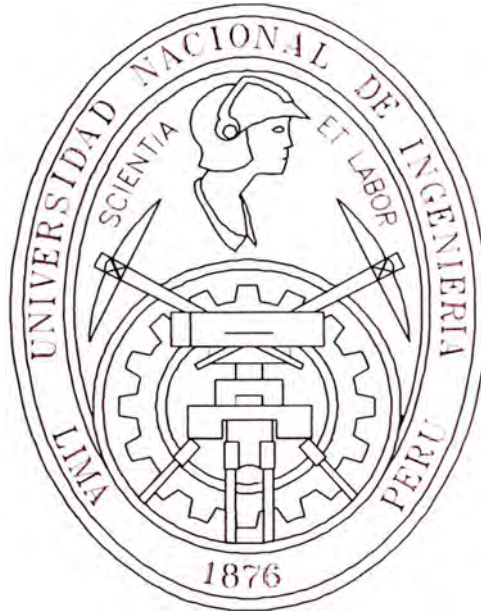


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS
RESIDUALES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JOHANN AVELINO JIMÉNEZ COLLANTES

Lima- Perú

2010

Dedicatoria:

Quiero dedicar esta tesis a mis padres por haber creído en que el saber puede cambiar la suerte de las personas, por sus enormes sacrificios, paciencia y amor. Que sea esta tesis un pequeño reconocimiento a su lucha. Gracias papás por haberme enseñado a ser feliz independientemente de las circunstancias.

“Lo último que uno sabe, es por donde empezar”.

Isaac Newton

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme dado la vida, y por haberme puesto en el camino de tantas personas maravillosas. Quiero expresar mi mayor gratitud a todas aquellas personas cuya colaboración y apoyo ha sido necesario para la elaboración de la tesis.

En primer lugar quiero agradecer la labor realizada por el asesor de esta tesis, Ing. Germán Tello Palacios, por todo el esfuerzo y tiempo dedicado. Sus ideas, sugerencias y el ímpetu con el que ha realizado la labor de asesor han sido una ayuda inestimable.

Asimismo, quiero expresar mi agradecimiento a la UNI, en la figura de todos los catedráticos, que han puesto en mi sus conocimientos, y experiencias; los cinco años más emocionantes de mi vida.

Igualmente, quiero transmitir mi agradecimiento al profesor Ing. Wilfredo Gutiérrez Lazares, el haberme cedido todo aquello que fue preciso durante mi estancia en el Laboratorio N°2 de Mecánica de Suelos y Pavimentos. No podían faltar en estas líneas de agradecimiento, mis amigos Carlos, Percy, Edgar Tupia, quienes me apoyaron en la consolidación de los conocimientos geotécnicos.

No podían faltar en este agradecimiento mis amigos, sobre todo los que tuve la suerte de conocer en los últimos años, y han enriquecido tanto mi vida. Por su ayuda, su disponibilidad, su implicación en esta tesis, por compartir tan agradables momentos, y haber podido contar con ellos cuando lo he necesitado, no solo en el ámbito de estudios, también en lo personal. Gracias por ser tan estupendos, Marvin, Marina, Deyter, Luis, Walter, Miguel, Ever, y "Ore".

Gracias a mi familia: mis padres Washington y Judith, mi hermana Patzy y mi sobrinita Luana que viene en camino, por todo el apoyo y cariño que de ellos he recibido, y porque sin su esfuerzo nada de esto habría sido posible. Gracias a todos los implicados en esta tesis, por su paciencia, su ayuda incondicional y por las fuerzas prestadas para poder terminarla.

Y mi Vane que ha vivido todos los días de este trabajo, ha estado conmigo en todo este tiempo, apoyándome incondicionalmente, soportando con tolerancia mis malos momentos, entusiasmándonos con lo que llamamos "el inicio de nuestra vida Jova ó Morita". Este trabajo lo dedico a ti mi amor. Gracias por estar a mi lado.

ÍNDICE

| | |
|---|------|
| RESÚMEN | VIII |
| LISTA DE CUADROS | IX |
| LISTA DE FIGURAS | XI |
| LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS | XIII |
| INTRODUCCIÓN | XIV |

CAPÍTULO 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES

| | |
|--|----|
| 1.1 GENERALIDADES | 1 |
| 1.2 DEFINICIÓN DE SUELO RESIDUAL | 1 |
| 1.3 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LOS SUELOS RESIDUALES | 1 |
| 1.4 GÉNESIS DE LOS SUELOS RESIDUALES | 2 |
| 1.4.1 Los procesos de meteorización..... | 3 |
| 1.4.2 Perfil de meteorización..... | 6 |
| 1.5 COMPOSICIÓN DE LOS SUELOS RESIDUALES | 10 |
| 1.5.1 Mineralogía de los suelos residuales | 11 |
| 1.5.2 Estructura residual | 12 |
| 1.6 COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS RESIDUALES | 12 |
| 1.6.1 Aspectos constitutivos | 13 |
| 1.6.2 Aspectos de estado | 14 |

CAPÍTULO 2. FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

| | |
|--|----|
| 2.1 GENERALIDADES | 15 |
| 2.2 MOVIMIENTOS DE MASA..... | 15 |
| 2.2.1 Factores condicionantes de la estabilidad..... | 15 |
| 2.2.2 Clasificación de los movimientos..... | 16 |
| 2.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS | 22 |
| 2.3.1 Metodos completos | 22 |
| 2.3.2 Metodo de equilibrio límite | 23 |
| 2.3.3 Retroanálisis..... | 33 |

CAPÍTULO 3. SISTEMAS DE PROTECCIÓN Y REFUERZO

| | |
|----------------------------------|----|
| 3.1 GENERALIDADES | 35 |
| 3.2 SISTEMAS DE PROTECCIÓN | 35 |

| | |
|---|----|
| 3.2.1 Vegetación | 35 |
| 3.2.2 Drenajes | 36 |
| 3.3 SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y REFUERZO..... | 37 |
| 3.3.1 Movimiento de tierras - cambio de la geometría del talud..... | 37 |
| 3.3.2 Muros | 38 |
| 3.3.3 Refuerzos | 39 |

CAPÍTULO 4. EXPERIENCIAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

| | |
|--|----|
| 4.1 GENERALIDADES | 41 |
| 4.2 PROYECTO DE CARRETERA HUÁNUCO - PUCALLPA | 41 |
| 4.2.1 Generalidades del proyecto..... | 41 |
| 4.2.2 Problemática presentada | 41 |
| 4.2.3 Soluciones implementadas en obra | 41 |
| 4.3 PROYECTO DE CARRETERA TOCACHE - JUANJUI..... | 42 |
| 4.3.1 Generalidades del proyecto..... | 42 |
| 4.3.2 Problemática presentada | 42 |
| 4.3.3 Soluciones implementadas en obra | 42 |
| 4.4 YACIMIENTO PAVAYACU - LOTE 8 - PLATAFORMA 130 | 42 |
| 4.4.1 Generalidades del proyecto..... | 42 |
| 4.4.2 Problemática presentada | 43 |
| 4.4.3 Soluciones implementadas en obra | 43 |
| 4.5 EXCAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO RESIDENCIAL | 44 |
| 4.5.1 Generalidades del proyecto..... | 44 |
| 4.5.2 Problemática presentada | 44 |
| 4.5.3 Soluciones implementadas en obra | 45 |

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES DE ACOMAYO

| | |
|--|----|
| 5.1 UBICACIÓN | 46 |
| 5.2 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS..... | 47 |
| 5.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS - GEOMORFOLÓGICOS DE LA ZONA DE ESTUDIO | 50 |
| 5.3.1 Geología local | 50 |
| 5.3.2 Geomorfología..... | 50 |

| | |
|---|-----------|
| 5.3.3 Geología regional | 51 |
| 5.4 SISMICIDAD | 56 |
| 5.5 CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS | 57 |
| 5.5.1 Exploración de campo..... | 58 |
| 5.5.2 Ensayos de laboratorio..... | 62 |
| 5.5.3 Retroanálisis..... | 64 |
| 5.6 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN..... | 68 |
| 5.6.1 Ensayos de campo..... | 68 |
| 5.6.2 Retroanálisis..... | 71 |
| 5.6.3 Ensayos de laboratorio..... | 71 |
| 5.7 PERFIL GEOTÉCNICO..... | 76 |
| 5.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES | 78 |
| 5.8.1 Caracterización geotécnica | 78 |
| 5.8.2 Secciones analizadas..... | 78 |
| 5.8.3 Estabilización y protección de los taludes | 81 |
| CONCLUSIONES..... | 82 |
| RECOMENDACIONES..... | 87 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | 88 |
| ANEXOS | |

RESUMEN

Debido que el objetivo principal de la presente tesis es contribuir al conocimiento sobre los suelos residuales. El estudio se ha centrado en tres aspectos, en primer lugar, hacer una síntesis bibliográfica sobre las características, y experiencias sobre estabilización de taludes en suelos residuales. El segundo aspecto es la parte experimental, basada en la ejecución de diferentes ensayos de campo, y laboratorio, y por último analizar la estabilidad de los taludes conformantes de la zona de estudio, tanto naturales y con los cortes a realizar a futuro.

La zona de estudio está formada por suelos residuales originados de la Formación Coñamuro, los cuales provienen de la meteorización de brechas sedimentarias, cuyos clastos son de origen intrusivo, con fuente de aprovisionamiento próximo, debido a la angulosidad de los mismos, y la masividad del estrato.

Se caracterizaron dos zonas de meteorización, por ser las más susceptibles a presentar inestabilidad; los ensayos de campo consistieron en ensayos de penetración con el DPL, y medición de la densidad en campo, por el método del cono y la arena. Los ensayos de laboratorio realizados fueron ensayos de caracterización, ensayos de corte directo, análisis petrográfico, y ensayos químicos. Los ensayos de corte directo se realizaron a partir de muestras remoldeadas e inalteradas, no se pudo realizar el ensayo para la condición inalterada de los materiales conformantes de la zona IC del perfil de meteorización, por lo que se recurrió a la realización de un retroanálisis. Los ensayos de caracterización, presentaron discordancias, referentes a la clasificación de los suelos según SUCS y lo registrado en campo. Por lo cual conviene resaltar que el sistema de clasificación según SUCS no es apropiado.

Del análisis de estabilidad de los taludes, se propone como talud de corte para los materiales V: H – 1:1.2, como mínimo, con la pendiente propuesta se logra la estabilidad física de los taludes, también es necesario la implementación de sistemas de protección de los taludes como canal de coronación, y revegetación con el pasto de la zona, kikuyo, y sembrío de arboles de molle y eucalipto en el pie del talud para evitar inestabilidades por remoción del material de base del talud.

LISTA DE CUADROS

| | |
|---|----|
| Cuadro 1.1 : Localización geográfica y espesor de suelos residuales..... | 2 |
| Cuadro 1.2 : Silicatos y sus productos de meteorización..... | 6 |
| Cuadro 1.3 : Perfil de meteorización, según diferentes autores..... | 7 |
| Cuadro 2.1 : Factores detonantes de los movimientos de masa | 16 |
| Cuadro 2.2 : Clasificación abreviada de tipos de movimientos | 17 |
| Cuadro 2.3 : Características de modelos de equilibrio límite no rigurosos | 25 |
| Cuadro 2.4 : Características de modelos de equilibrio límite rigurosos | 26 |
| Cuadro 2.5 : Recomendaciones para la selección del coeficiente sísmico K_h | 32 |
| Cuadro 2.6 : Grados de estabilidad según el tipo de análisis | 33 |
| Cuadro 3.1 : Ventajas y desventajas de los diversos tipos de vegetación..... | 36 |
| Cuadro 5.1 : Pisos climáticos altitudinales en el sur del Perú..... | 48 |
| Cuadro 5.2 : Temperatura y precipitaciones de Acomayo | 48 |
| Cuadro 5.3 : Cronología de las actividades realizadas en campo | 58 |
| Cuadro 5.4 : Posibles factores detonantes de deslizamientos..... | 59 |
| Cuadro 5.5 : Resultados de los ensayos de densidad de campo | 60 |
| Cuadro 5.6 : Resultados de los sondeos de penetración dinámica ligera..... | 61 |
| Cuadro 5.7 : Resultados de los ensayos de caracterización..... | 63 |
| Cuadro 5.8 : Índices físicos de las muestras inalteradas de suelo..... | 63 |
| Cuadro 5.9 : Resultados de los ensayos de corte directo..... | 63 |
| Cuadro 5.10 : Resultados del análisis petrográfico de muestra de mano..... | 64 |
| Cuadro 5.11 : Resultados del análisis químico | 64 |
| Cuadro 5.12 : Parámetros de los suelos residuales considerados en el retroanálisis..... | 66 |
| Cuadro 5.13 : N_{SPT} en suelos granulares | 68 |
| Cuadro 5.14 : Gravedad específica de sólidos de las muestras de suelo..... | 72 |

| | |
|--|----|
| Cuadro 5.15 : Gravedad específica de sólidos de algunos minerales | 72 |
| Cuadro 5.16 : Valores medios de la caracterización granulométrica | 73 |
| Cuadro 5.17 : Propiedades físicas de los suelos | 74 |
| Cuadro 5.18 : Parámetros de resistencia al corte del suelo residual | 75 |
| Cuadro 5.19 : Límites permisibles..... | 76 |
| Cuadro 5.20 : Parámetros de los suelos residuales de Acomayo..... | 78 |
| Cuadro 5.21 : Características geométricas de las secciones analizadas | 79 |
| Cuadro 5.22 : Resultados del análisis de estabilidad de los taludes..... | 80 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 : Penetración de las raíces de la vegetación, en las fisuras de la brecha sedimentaria de la zona de estudio..... | 4 |
| Figura 1.2 : Naturaleza de la meteorización según el clima preponderante | 5 |
| Figura 1.3 : Perfil de meteorización de rocas metamórfica e intrusiva..... | 8 |
| Figura 1.4 : Clasificación ISRM para el grado de meteorización..... | 10 |
| Figura 1.5 : Procesos de formación de suelos residuales..... | 11 |
| Figura 1.6 : Series de cristalización de los minerales | 11 |
| Figura 1.7 : Serie de estabilidad de los minerales..... | 12 |
| Figura 2.1 : Deslizamiento traslacional (IGME, 1985)..... | 18 |
| Figura 2.2 : Superficie de deslizamiento combinado (Hoek y Bray, 1981)..... | 18 |
| Figura 2.3 : Influencia de las condiciones geológicas en las superficies de deslizamiento (Hudson y Harrison, 1997)..... | 19 |
| Figura 2.4 : Tipología de los desprendimientos (IGME, 1985)..... | 20 |
| Figura 2.5 : Vuelco (Goodman y Bray, 1976)..... | 20 |
| Figura 2.6 : Extensión lateral (IGME, 1985)..... | 21 |
| Figura 2.7 : Diagrama de cuerpo libre de una dovela | 28 |
| Figura 2.8 : Diagrama de cuerpo libre de una dovela obtenida del Programa Slide V5.0 (Rocscience, 2006), del método de Spencer con $\lambda=0.834$ | 29 |
| Figura 4.1 : Elevación de talud erosionado, Central eléctrica y locación | 44 |
| Figura 4.2 : Sección típica estabilizada, contra la erosión | 44 |
| Figura 4.3 : Sección típica de corte, secciones inicial y final..... | 45 |
| Figura 5.1 : Ubicación de la zona de estudio | 46 |
| Figura 5.2 : Sección transversal del valle del río Acomayo..... | 48 |
| Figura 5.3 : Temperatura promedio mensual de la provincia de Acomayo | 49 |
| Figura 5.4 : Precipitación promedio mensual de la provincia de Acomayo | 49 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.5 : Naturaleza de meteorización de la zona de estudio | 49 |
| Figura 5.6 : Mapa geológico de Acomayo | 51 |
| Figura 5.7 : Cerro Huatamarca conformante de la Formación Acomayo (Ks-ac)..... | 52 |
| Figura 5.8 : Cerro Kenter conformante del Grupo Puno (P-pu)..... | 54 |
| Figura 5.9 : Cerro Huaynapata conformante del plutón Acomayo (P-gr) | 55 |
| Figura 5.10 : Sondeos de penetración dinámica ligera - DPL | 60 |
| Figura 5.11 : Función cohesión, $c=f(\phi)$, del suelo de la zona IC para la condición de $FS=1.0$ | 66 |
| Figura 5.12 : Factor de seguridad versus ángulo de fricción interna del suelo de la zona IC | 67 |
| Figura 5.13 : Sección D-D' retroanalizado..... | 67 |
| Figura 5.14 : N_{DPL} , y ϕ' (Peck y Hanson, 1953) según la profundidad de sondaje..... | 69 |
| Figura 5.15 : N_{DPL} , y ϕ' (Oshaki, 1970) según la profundidad de sondaje..... | 70 |
| Figura 5.16 : N_{DPL} , y ϕ' (Asociación Japonesa de Carreteras, 1990) según la profundidad de sondaje | 70 |
| Figura 5.17 : Carta de plasticidad de las muestras analizadas | 73 |
| Figura 5.18 : Análisis pseudoestático de la sección A-A', condiciones actuales..... | 80 |
| Figura 5.19 : Análisis pseudoestático de la sección A-A', con el futuro corte a realizar | 80 |

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

| | |
|----------------|--|
| c | : Cohesión del suelo (parámetros totales) |
| c' | : Cohesión efectiva del suelo (parámetros efectivos) |
| ϕ | : Ángulo de fricción interna del suelo (parámetros totales) |
| ϕ' | : Ángulo de fricción interna efectivo (parámetros efectivos) |
| τ | : Resistencia al corte |
| σ_n | : Esfuerzo normal |
| G_s | : Gravedad específica de sólidos |
| γ_{nat} | : Peso específico natural de la muestra |
| γ_d | : Peso específico seco de la muestra |
| γ_{sat} | : Peso específico saturado de la muestra |
| ω_{nat} | : Humedad natural de la muestra |
| e | : Relación de vacíos de la muestra |
| n | : Porosidad de la muestra |
| S | : Grado de saturación de la muestra |

| | |
|-------------------|--|
| ASTM | : American Society of Testing and Materials |
| NTP | : Norma Técnica Peruana |
| SUCS | : Sistema Unificado de Clasificación de Suelos |
| ISRM | : International Society of Rock Mechanics |
| L.L. | : Límite líquido |
| L.P. | : Límite plástico |
| I.P. | : Índice de plasticidad |
| SST | : Sales solubles totales |
| SPT | : Standard Penetration Test |
| N_{SPT}, N_{60} | : Número de golpes del SPT |
| N_{DPL}, N_{30} | : Número de golpes del DPL |
| UNI | : Universidad Nacional de Ingeniería |
| FIC | : Facultad de Ingeniería Civil |

INTRODUCCIÓN

Hoy en día, la bonanza económica en que está nuestro país, ha influenciado en la construcción de grandes obras lineales como carreteras, canales para irrigación, gaseoductos, etc., estas obras alteran el equilibrio establecido de la superficie del terreno con su entorno; ya que por lo general estas obras están relacionadas a grandes volúmenes de corte, realizados en los taludes naturales.

En la actualidad los problemas relacionados a la estabilidad de taludes, han sido ampliamente estudiados, tanto desde la concepción de los mecanismos de falla, análisis determinístico de la estabilidad, y sistemas de protección y refuerzo.

El objetivo fundamental de esta Tesis es sencillo y, a la vez, bastante ambicioso, al estar ligado al mayor conocimiento de los suelos residuales; en el caso concreto de esta tesis, se estudia la estabilidad de los taludes de Acomayo, los cuales están compuestos por suelos residuales procedentes de la meteorización de una brecha sedimentaria de la Formación Coñamuro, estos suelos tuvieron génesis en un clima templado, según la clasificación climática de Köppen-Geiger es clasificada como Cwb, templado de verano suave. La zona de estudio tiene una altitud media de 3150 m.s.n.m., en la región quechua, la geomorfología fue esculpida por el río Acomayo.

En general en la zona de estudio, las inestabilidades son superficiales, no comprometiendo la estabilidad global del talud; dichas inestabilidades superficiales son debidas al marcado perfil de meteorización, y la susceptibilidad de estos materiales a ser erosionados. La prevención y corrección de estos tipos de inestabilidades se realizó mediante sistemas que van desde la revegetación, drenaje, y tendido de taludes. Se propone como pendiente de talud de corte mínimo H: V – 1:1.2, a partir del cual se garantiza la estabilidad física de los cortes.

Para la realización de la presente tesis, se realizó investigación bibliográfica, relacionada a la concepción de los suelos residuales, así como a experiencia de estabilidad de taludes en suelos residuales.

Las actividades realizadas, para la realización de la tesis, son las siguientes:

- La parte I o de revisión bibliográfica y documental del estado del conocimiento del tema; que está compuesta por el Capítulo I donde se revisan las características de los suelos residuales, su génesis, la composición que tienen, y

la influencia de estas en su comportamiento. En el Capítulo II se revisa el conocimiento sobre los fundamentos del análisis de estabilidad de taludes, dando énfasis en los métodos de análisis y los tipos de movimientos de masa a consecuencia de los mecanismos de falla. Se elige el método de equilibrio límite para el análisis, y como modelo constitutivo el de Mohr – Coulomb. En este capítulo también tratamos sobre las bondades de dejar que la naturaleza hable, sobre algunos parámetros que no podemos obtener en laboratorio, o no se tiene certeza, y esto se logra con el “retroanálisis”. En el Capítulo III se revisa los sistemas de protección y refuerzo, que pueden ser usados en esta clase de suelos, dando énfasis a las ventajas e inconvenientes que estos presentan.

- La parte II que está compuesta por el capítulo IV, donde se muestra algunas experiencias tanto en el Perú como en el extranjero relacionado a estos suelos. Notándose que los estudios relacionados a suelos residuales están dirigidos a los suelos residuales de origen tropical.
- La parte III que está compuesta por el capítulo V, se analiza la estabilidad de taludes de los suelos residuales de Acomayo, que a diferencia de los estudios presentados en el capítulo IV, son suelos residuales de origen en clima templado.
- Finalmente, se presentan las principales conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

CAPÍTULO 1 – CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES

1.1 GENERALIDADES

Para poder, analizar la estabilidad de taludes en los suelos residuales, es necesario conocer algunas características inherentes a este tipo de suelos; en el presente capítulo se hace revisión bibliográfica, sobre la génesis, composición, y comportamiento de estos suelos.

La información proporcionada, en este capítulo, es la que se usara al analizar la estabilidad de taludes de suelos residuales de Acomayo, Cusco. Por lo cual se hará énfasis, en la naturaleza de la meteorización, así como en la identificación de los condicionantes de la meteorización, los cuales nos permitirán tener un mejor panorama en la concepción de estos suelos.

1.2 DEFINICIÓN DE SUELO RESIDUAL

Se entiende, por este suelo a los materiales provenientes de la meteorización de las rocas que no han sido transportados desde su localización original; así como esta idea referente a suelo residual pudiese haber muchas más; empero, según Blight (Blight, 1997)¹, la definición razonable de suelo residual, podría ser, la de un material proveniente del proceso de meteorización de la roca in situ, y que no ha sido transportado de su lugar de origen.

1.3 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LOS SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales, como se indica en el punto anterior, se desarrollan “in situ”, para lo cual, deben de darse las condiciones de formación; los responsables directos de esta génesis son los procesos de meteorización, y los procesos erosivos; por lo cual el espesor de los suelos residuales depende de la interacción de estos dos.

En conclusión los suelos residuales, se forman, donde la interacción entre los condicionantes de la meteorización son ligeramente mayor al de los procesos erosivos, si se dan estas condiciones en cualquier lugar del mundo, se tendrá como mínimo, un pequeño espesor de suelo residual, y si la interacción entre los procesos de meteorización es alto se tendrán grandes espesores de suelos

¹Blight. *Origin and formation of residual soils*. In: **“Mechanics of residual soils”** (A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design), Balkema/ Rotterdam/ Brookfield, 1997, págs. 1-15.

residuales. Por lo general los grandes espesores de suelos residuales, están asociados con climas tropicales.

Aunque, los suelos residuales están ampliamente extendidos por el mundo, han sido poco estudiados por los expertos de la mecánica de suelos, debido a que suelen encontrarse en zonas economía subdesarrollada, en contraste con los suelos sedimentarios que existen en los centros más importantes de población e industria².

En esta investigación, se analizara la estabilidad de taludes, en suelos residuales de Acomayo, Cusco; el cual es un claro ejemplo de la distribución de este tipo de suelos en el mundo. La investigación en detalle se presenta en el Capítulo 5, de la presente tesis.

En el cuadro siguiente, se presenta los espesores típicos de suelos residuales, presentados por Sowers (Sowers, 1963)³.

Cuadro 1.1.- Localización geográfica, y espesor de suelos residuales

| Localización | Espesor |
|-----------------------------------|-------------------|
| <i>S.E. de los Estados Unidos</i> | <i>6 a 23 m.</i> |
| <i>Angola</i> | <i>8 m.</i> |
| <i>Sur de la India</i> | <i>8 a 15 m.</i> |
| <i>África del Sur</i> | <i>9 a 18 m.</i> |
| <i>África Occidental</i> | <i>10 a 20 m.</i> |
| <i>Brasil</i> | <i>10 a 25 m.</i> |

1.4 GÉNESIS DE LOS SUELOS RESIDUALES

La génesis, de los suelos residuales, está asociada a los procesos de desintegración y descomposición de las rocas; estas se dan cuando las rocas son expuestas a las condiciones atmosféricas, como es lo común en la naturaleza. Estos procesos son conocidos como procesos de meteorización.

^{2,3} Lambe, W.; Whitman, R. "**Mecánica de suelos**", Editorial Limusa, Primera edición, México D.F., 1999, pág. 86.

1.4.1 Los procesos de meteorización

Estos procesos involucran, a todos los procesos de alteración ambiental actuantes sobre el medio geológico; los cuales tienden a establecer un equilibrio entre los minerales conformantes de las rocas, y el medio ambiente circundante. En estos procesos, la energía interna es liberada, a medida que los minerales son descompuestos; produciéndose como resultado sustancias de menor energía interna, y por lo tanto más estables, y en equilibrio con su medio ambiente circundante.

A. Naturaleza de la meteorización

De acuerdo a su naturaleza, los procesos de meteorización, pueden ser clasificados en tres: meteorización física, química, y biológica. Los cuales pueden acontecer en forma simultánea, aislada, o secuencial.

- **Meteorización física**, es la que conduce a la disgregación de la roca, por diversos mecanismos como puede ser alivio de tensiones, fatiga, y ruptura mecánica; los cuales originan la fragmentación de sus componentes, sin causar alteraciones químicas en los minerales. Razón por la cual, la roca se va transformando paulatinamente, en una masa incoherente, compuesta por granos poliédricos con varias aristas vivas. En la meteorización física se distinguen claramente dos fenómenos, el interno y el externo, los que actúan preferentemente o simultáneamente; el interno es un proceso de relajación de tensiones residuales existentes en el macizo, y el externo es un conjunto de agentes que operan desde la superficie hacia el interior.
- **Meteorización química**, es la que produce la descomposición, y variación de las estructuras internas de los minerales de las rocas; los principales agentes de la meteorización química lo constituyen el agua de infiltración, y los gases atmosféricos, en ella disueltos; estas soluciones acuosas percolan el macizo rocoso, alterando los minerales presentes en las caras expuestas de la roca, por medio de reacciones químicas, especialmente hidrólisis, produciendo la transformación de estos en nuevos minerales, o los liberan al medio ambiente circundante.
- **Meteorización biológica**, es el proceso de transformación de los minerales de las rocas, por acción de elementos vivos, el cual tiene características comunes con la meteorización física, y química.



Figura 1.1. – Penetración de las raíces de la vegetación, en las fisuras de la brecha sedimentaria de la zona de estudio.

B. Condicionantes de la meteorización

La presencia y grado de actividad de los procesos de meteorización, dependen de varios factores condicionantes, los cuales pueden actuar en forma simultánea, aislada o secuencial para producir la meteorización. Entre los factores condicionantes de la meteorización resaltan la litología, clima, morfología, actividad biológica, y el tiempo.

- **Litología**, la composición de las rocas, es un factor esencial, ya que es el material que se ve sometido a los procesos de meteorización, y tiene incidencia directa sobre los productos de meteorización, así como el perfil de meteorización. Los aspectos que influyen en la meteorización de las rocas, son la composición mineralógica, discontinuidades, porosidad, y permeabilidad de las rocas.
- **Clima**, está definido por la temperatura, humedad, y nivel de precipitaciones, las cuales en forma conjunta generan condiciones particulares de meteorización; el clima es el factor que influye en la intensidad de la meteorización. Peltier (Peltier, 1950) relaciono la naturaleza de la meteorización preponderante con el clima del lugar, el cual es presentado en la Figura 1.2.
- **Morfología**, esta influye en la tasa de infiltración, y de escorrentía superficial de las aguas precipitadas; las características de la topografía y de la vegetación allí existentes modifican el comportamiento del flujo, es conocido

que en las zonas inclinadas favorecen a la escorrentía superficial, en contraposición a las zonas planas que favorecen la infiltración.

- **Actividad biológica**, favorece bajo ciertas circunstancias a los procesos de meteorización química; mientras que la ausencia de estas favorecen a los procesos de tipo físico.
- **Tiempo**, debe tenerse especial consideración en el tiempo, en que los procesos de meteorización operan sobre el macizo rocoso, y la frecuencia en que dichos procesos son activos.

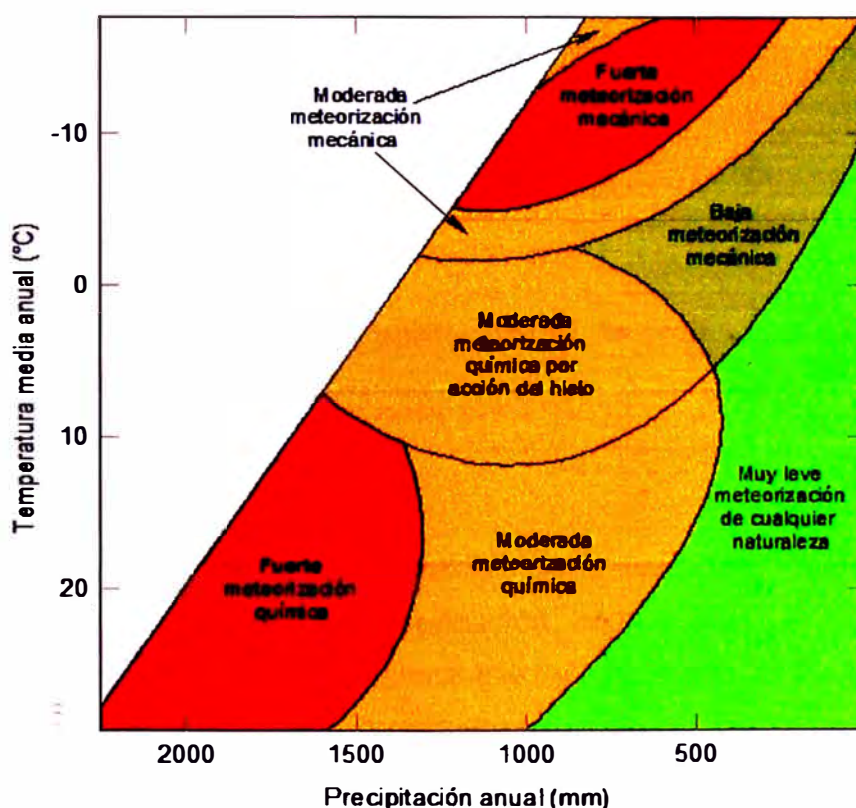


Figura 1.2. – Naturaleza de la meteorización según el clima preponderante⁴

C. Productos de la meteorización

Estos productos pueden ser solubles, coloidales, o residuales; los productos solubles y coloidales son removidos del complejo de meteorización, por las soluciones que atraviesan el macizo rocoso, y los productos residuales son los

⁴California Polytechnic University - Pomona Geological Sciences Department. [en línea][Consulta: 15 Septiembre 2009]; <<http://geology.csupomona.edu/drjessey/class/Gsc101/Weathering.html>>

que precisamente forman parte de los suelos residuales, porque son lo que queda en donde ocurre la meteorización.

Entre los productos residuales, de la meteorización, se incluyen minerales insolubles o poco solubles tales como el cuarzo, minerales de arcilla, micas, óxidos e hidróxidos de aluminio y hierro. En el Cuadro 1.2 se presentan, algunos productos de la meteorización de los silicatos más comunes, ya que estos constituyen aproximadamente el 95% de la corteza terrestre.

Cuadro 1.2.- Silicatos y sus productos de meteorización⁵

| Mineral original | Productos de la meteorización | |
|---------------------------|--|-----------------------------|
| | Productos residuales | Productos eliminados |
| <i>Cuarzo</i> | <i>Cuarzo.</i> | ----- |
| <i>Feldespatos</i> | <i>Minerales de arcilla.</i> | K^+, Na^+, Ca^{2+} |
| <i>Anfibol y piroxeno</i> | <i>Minerales de arcilla, limonita, hematita.</i> | Ca^{2+}, Mg^{2+} |
| <i>Olivino</i> | <i>Limonita, hematita.</i> | Mg^2 |

1.4.2 Perfil de meteorización

El perfil de el resultado, de la meteorización de la roca madre, está conformado por una secuencia de zonas de meteorización, compuestas por materiales muy heterogéneos, desde la roca sana (roca madre), roca meteorizada (saprolitos), hasta el suelo⁶; se asocia a estos suelos la presencia de coluviones en el pie del talud.

Debido a cambios, de algunos, de los factores condicionantes de la meteorización este perfil puede cambiar en distancias relativamente cortas, por lo cual la caracterización de estos suelos, debe de realizarse en secciones representativas.

Varios estudios fueron realizados teniendo como objetivo el entendimiento de los perfiles de meteorización de los suelos residuales, la clasificación presenta diferentes estados de meteorización y separan los perfiles en diferentes zonas,

⁵ Spalleti, L. A. "Meteorización (Intemperismo)". Argentina, 2007. [en línea][Consulta: 19 Octubre 2009]; <<http://cig.museo.unlp.edu.ar/docencia/sed/meteorizacion.pdf>>

⁶ Suarez, D. J. "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales", Colombia, 1998.

tratando de definir zonas homogéneas; aunque en realidad la variación es gradual con la profundidad.

En el Cuadro 1.3, se presentan clasificaciones del perfil de meteorización según diferentes autores relacionados al tema; en esta tesis se presentaran, a continuación del Cuadro 1.3, dos clasificaciones del perfil de meteorización, la Clasificación de Deere y Patton, y la Clasificación de la ISRM. La clasificación, del perfil de meteorización, de Vargas (Vargas, 1951) al dividir tan solamente en cuatro zonas el perfil de meteorización, facilita la identificación y descripción de los perfiles en campo.

Cuadro 1.3.- Perfil de meteorización, según diferentes autores⁷

| Vargas (1951) | Sowers (1954, 1963) | Chandler (1969) | | Deere y Patton (1971) | | International Society for Rock Mechanics ISRM (1981) |
|-----------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|------------------------|--|-------------------------------------|---|
| Suelo residual maduro | Zona superior | V Completamente alterada | | Zona IA (Suelos transportados) | | VI Suelo residual |
| | | Parcialmente alterada | IV | Suelo Residual | Zona IB (Suelo maduro) | |
| III | Zona de transición | | Zona IC (Saprolito) | | V Roca completamente meteorizada | |
| | | | II | Zona IIA (Transición entre el saprolito y la roca alterada) | IV Roca meteorizada | |
| Zona IIB (Roca alterada) | III Roca moderadamente meteorizada | | | | | |
| Capas de roca desintegrada | Zona parcialmente alterada | | | | | II Roca ligeramente meteorizada |
| Roca sana | Roca inalterada | I Roca inalterada | | Zona III (Roca sana) | | Roca sana |

⁷ González, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. "Ingeniería geológica". Prentice Hall, España, 2002, pág. 19.

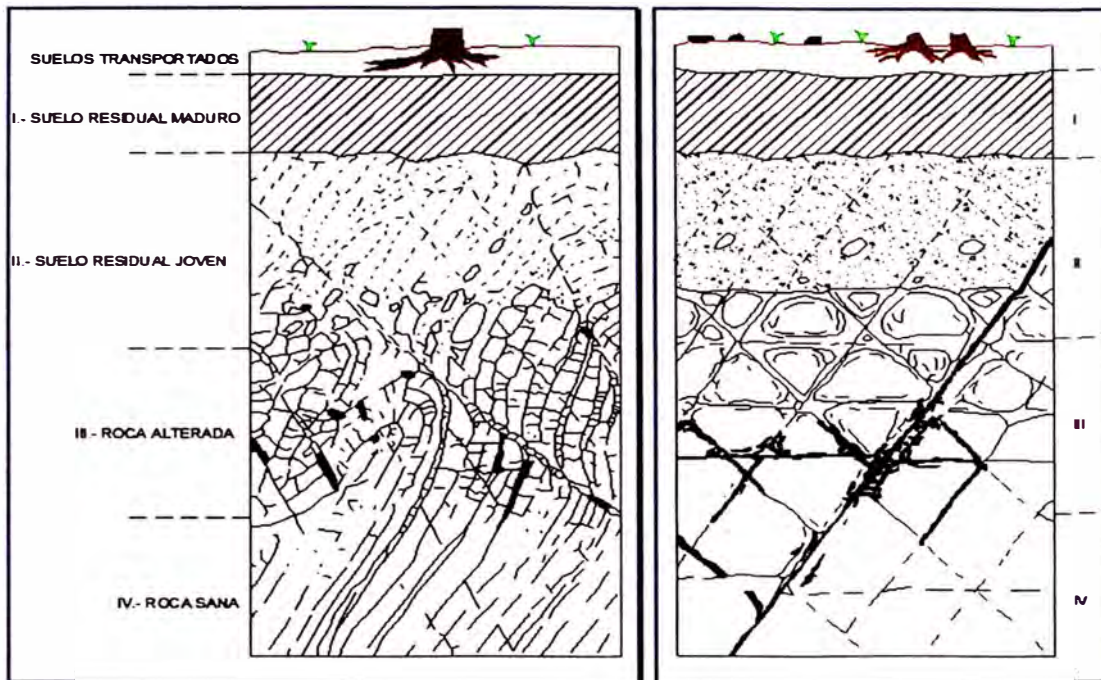


Figura 1.3. – Perfil de meteorización de rocas metamórfica e intrusiva.

A. Clasificación de Deere y Patton (1971)

Realizaron un extenso estudio sobre los perfiles de meteorización, propusieron tres zonas, con subdivisiones; resultando tres zonas de suelo y tres zonas de roca:

Zona I; de suelo residual subdividido en:

- **Zona I-A;** suelos transportados, generalmente con presencia de materia orgánica;
- **Zona I-B;** suelo maduro, suelo está constituido por minerales secundarios y primarios que resistieron la meteorización, presenta gradación variable y no tiene ninguna herencia estructural de su roca de origen, siendo su comportamiento similar al de un suelo sedimentario de composición “homogénea” y de estructura porosa.
- **Zona I-C;** suelo de alteración de roca (saprolito), el suelo está constituido por minerales primarios y secundarios, que tiene estructuras heredadas de la roca original. Puede tener bloques rocosos intactos en su masa.

Zona II; de roca alterada, subdividido en:

- **Zona II-A;** de transición entre el saprolito y la roca alterada, con características extremadamente heterogéneas, presenta variaciones sensibles en diversas propiedades físicas y mecánicas.
- **Zona II-B;** de roca alterada, en donde la roca mantiene su estructura original, presentando alteraciones en las propiedades físico-químicas como coloración, permeabilidad y resistencia, presentando zonas descompuestas, especialmente junto a las discontinuidades.

Zona III; de roca esencialmente sana, sectores del macizo donde aun no ha sido afectada por la meteorización. Los minerales no presentan signos de haber sufrido alteración.

B. Clasificación ISRM – International Society of Rock Mechanics (1981)

A partir de 1981, existe la tendencia internacional del uso de la clasificación subdividida según diferentes grados de meteorización, normalmente designados de la siguiente forma:

(VI) Suelo residual; la roca está totalmente descompuesta en suelo, y no existen vestigios de la estructura original. El material permanece in situ.

(V) Roca completamente meteorizada; todo el material está descompuesto a suelo, la estructura original de la roca se mantiene intacta.

(IV) Roca meteorizada; más de la mitad está descompuesto a suelo, aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.

(III) Roca moderadamente meteorizada; menos de la mitad del material está descompuesto, o transformado en suelo, aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua, o en zonas aisladas.

(II) Roca ligeramente meteorizada; existen apenas marcas de meteorización a lo largo de las discontinuidades existentes en el macizo. La decoloración indica alteración del macizo, y de las discontinuidades.

(I) Roca sana; la roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color, o pequeñas manchas de óxidos en las discontinuidades existentes.

De esta clasificación, I y II corresponden a roca, V y VI corresponden a suelo, III y IV corresponde a material de meteorización intermedia denominado saprolitos.

El mayor problema en la identificación, de los límites, de estas zonas consiste en la subdivisión, que es arbitraria, depende mucho del criterio y la experiencia.

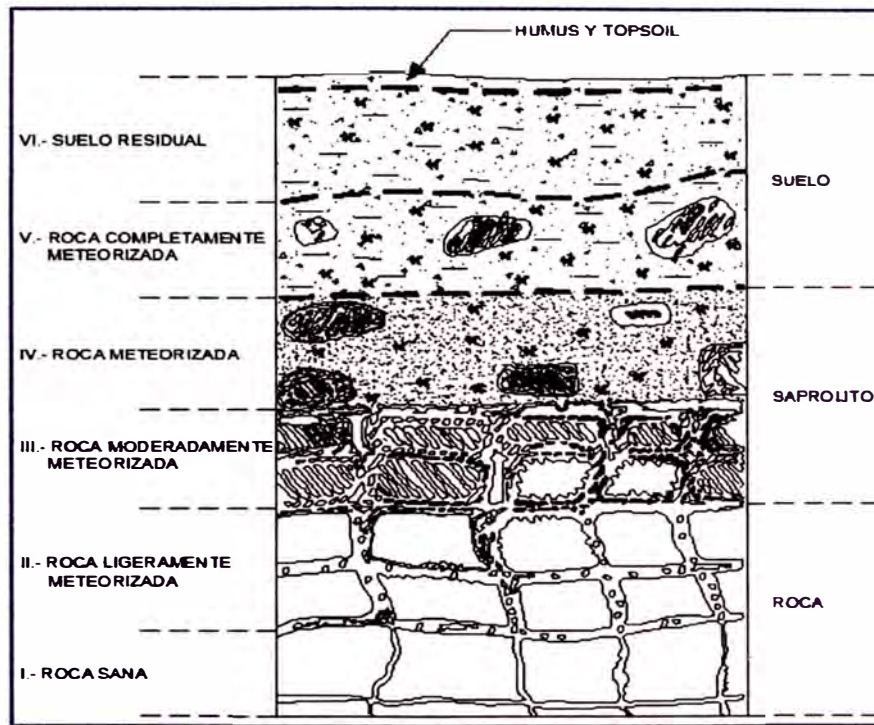


Figura 1.4. – Clasificación ISRM para el grado de meteorización ⁸

1.5 COMPOSICIÓN DE LOS SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales representan una gran familia, con un amplio árbol genealógico caracterizado por la variedad de composiciones y matices. Estos suelos heredan de la roca madre un “ADN” mineralógico.

Sin embargo esta variedad de suelos tienen ciertas características básicas comunes que gobiernan su comportamiento frente a las sollicitaciones, y constituyen parte de nuestro objeto de estudio. Estas características son determinadas por la mineralogía y la estructura, dos factores fundamentales para la comprensión de estos suelos.

⁸ISRM. “Basic Geotechnical Description for Rock Masses”. ISRM Commission on Classification of Rock and Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.* 18, pp. 85 – 100, 1981.

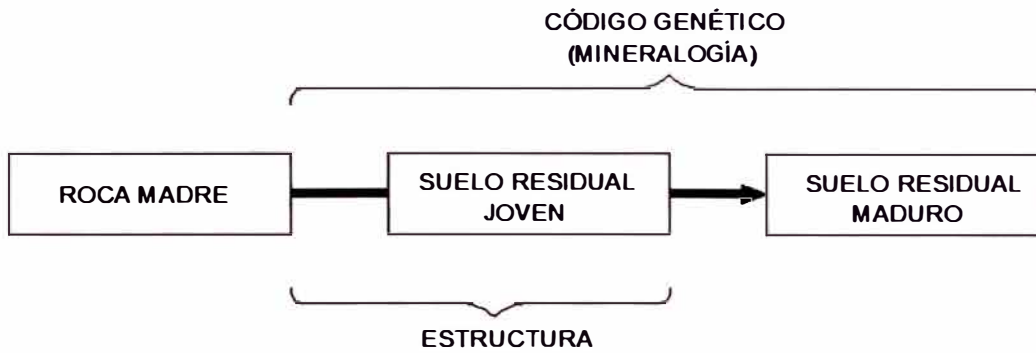


Figura 1.5. – Procesos de formación de suelos residuales

1.5.1 Mineralogía de los suelos residuales

La evolución mineralógica de los minerales primarios puede ser descrita por los procesos de descomposición, lixiviación, y re-deposición, de intensidad variable según las condiciones locales del clima y drenaje.

La susceptibilidad de los minerales a la intemperie está estrechamente ligada a la energía interna asociada a los mismos, lo cual es debido al proceso de cristalización sufrido. Bowen (1928) analizó estos procesos y propuso Series de Cristalización de los Minerales, empezando desde los que cristalizan primero, con temperaturas más elevadas, hasta los últimos en cristalizar a temperaturas más bajas. Un estudio independiente realizado por Goldich (1938), donde estudió la estabilidad a la meteorización de diferentes minerales, tras lo cual propuso Series de Estabilidad Mineral, como se presenta en las siguientes figuras.

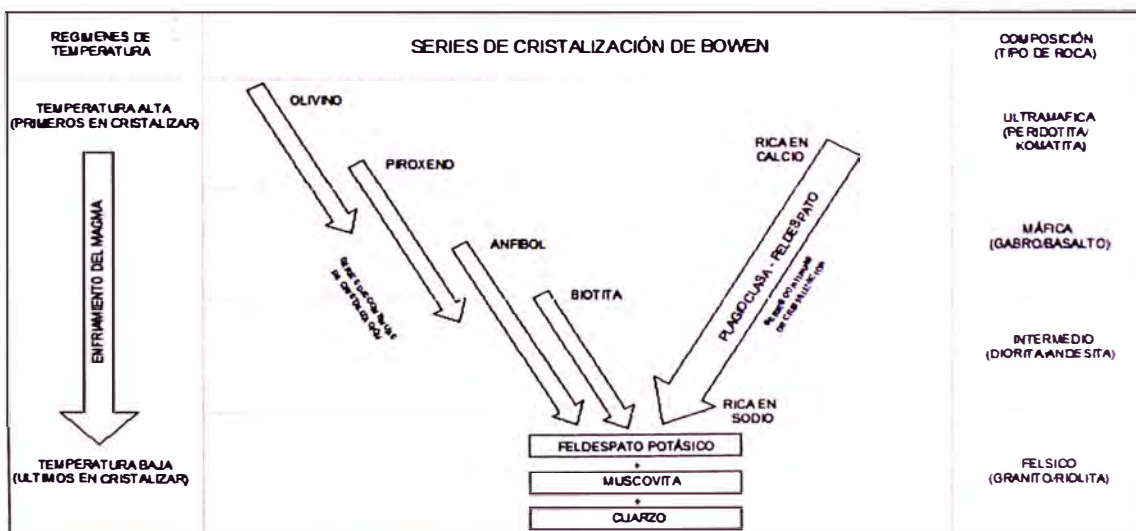


Figura 1.6. – Series de cristalización de los minerales



Figura 1.7. – Series de estabilidad de los minerales

1.5.2 Estructura residual

La estructura residual, es producto de alteración de la estructura original de la roca. Inicialmente la roca presenta una estructura más cerrada, compacta, con baja porosidad, y cruzada por familias de discontinuidades.

La meteorización física actúa básicamente en la ampliación y abertura de estas macro y micro discontinuidades, fomentando la disgregación de la roca y proporcionando nuevos caminos para el ingreso de agentes de meteorización química. Esto provoca el aumento de volumen y porosidad, así como la disminución de resistencia.

La meteorización química, a su vez ataca la parte mineralógica de la roca avanzando de manera diferencial desde las superficies expuestas hacia el interior. Los minerales primarios se transforman en nuevos minerales o son disueltos y migran en forma de solución, o precipitan como nuevos minerales. Estos procesos inducen a un aumento de la porosidad, reducción de tamaño de los granos, disminución de resistencia, y la formación de minerales de arcilla.

Por lo cual los suelos residuales pueden ser concebidos como un esqueleto poroso de minerales primarios y secundarios, con cementación variable.

1.6 COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS RESIDUALES

Las características de resistencia, compresibilidad y deformabilidad de los suelos residuales se asocian a los diversos aspectos de constitución presentes, cuyas

influencias se vinculan para dar una respuesta global. Entre los aspectos constitutivos se incluyen la estructura residual, anisotropía, resistencia de los granos; mientras que en los aspectos de estado son la compacidad, grado de saturación, y grado de meteorización.

1.6.1 Aspectos constitutivos

- **Estructura residual**

La influencia de la estructura residual, proviene de la respuesta global de la interacción de la micro y macro estructura, las cuales le dan características propias a este suelo como la influencia que tiene la matriz arcillosa, de características compresibles, en contraste con el esqueleto rígido de la macro estructura, el cual tiene una organización rígida que produce mayor fricción; los enlaces entre los granos dan al suelo rigidez adicional; estos enlaces son producto de la cementación debido a la presencia de óxidos, y minerales secundarios.

- **Anisotropía**

La anisotropía inherente a la propia estructura residual del suelo, influye en su respuesta especialmente en los suelos procedentes de rocas metamórficas, y en aquellos donde los minerales de mica tengan presencia fuerte.

El estudio de la anisotropía, y de sus efectos en el comportamiento del suelo está relacionado al análisis de la macro estructura, destacándose la anisotropía estructural asociada a la fabrica de la roca de origen; anisotropía debida a características heredadas de la roca madre, como planos de debilidad, juntas, y fisuras que provocan permeabilidad diferenciada.

Las características anisotrópicas son más marcadas en los suelos residuales jóvenes, los efectos de la anisotropía disminuyen a medida que aumenta el grado de meteorización, siendo entonces insignificante para un suelo maduro.

- **Resistencia de los granos**

Los suelos residuales se caracterizan por la presencia de granos de resistencia mecánica variada, producto de la alteración de los minerales primarios, por la acción diferencial de la meteorización.

Siendo común la rotura de granos durante las sollicitaciones de carga, lo cual provoca cambios en la distribución granulométrica del suelo, lo que parece una

grava arenosa puede convertirse en un limo al excavar, mezclar, y compactar. Esta rotura de los granos aumenta la compacidad del suelo, lo que tiene como consecuencia el aumento de la resistencia mecánica post rotura.

1.6.2 Aspectos de estado

- **Compacidad**

Está relacionada con la densidad, y la relación de vacíos; este factor tiene mucha influencia en el comportamiento del suelo, ya que esta tiene influencia directa sobre la magnitud de las deformaciones volumétricas experimentadas cuando son cargados. Los suelos residuales presentan por lo general relaciones de vacíos elevados, producto de los procesos de meteorización y de lixiviación.

- **Grado de saturación**

El estado no saturado tiene incidencia ampliamente estudiada en el comportamiento mecánico de los suelos, la presencia de los meniscos en los contactos intergranulares lleva a la masa de suelos a un estado de presión de poros negativa (succión), que ejerce influencia en el esfuerzo efectivo, resistencia, y rigidez (aumento). Sin embargo la succión, y el grado de saturación no guardan una relación lineal, sino que depende de la distribución, y tamaño de los poros. Un incremento de la succión resulta en un incremento de la cohesión mas no afecta el ángulo de fricción interno efectivo.

- **Grado de meteorización**

La influencia del grado de meteorización es sobre las propiedades índices, distribución granulométrica, estructura, parámetros de resistencia, deformabilidad, y características de compresibilidad de los suelos residuales, a continuación son detalladas algunas tendencias generales:

- El aumento de la porosidad con el grado de meteorización tiene relación proporcional.
- A mayor grado de meteorización disminuye el módulo de elasticidad.
- Disminución de la resistencia al corte, conforme aumenta el grado de meteorización.
- Aumento de la cantidad de finos, conforme aumenta el grado de meteorización.

CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.1 GENERALIDADES

Todos los estudios referidos al análisis de estabilidad de taludes, acumulan un extenso conocimiento técnico y científico, relacionada a diversas áreas del conocimiento, tales como, ingeniería civil, geológica, y de minas.

De un modo general, los fenómenos de movimientos de masa, son estudiados desde dos puntos de vista, el primero es el estudio de la geología, estos acontecimientos son a largo plazo, y son considerados como procesos naturales de renovación de la superficie terrestre; el segundo punto de vista, el de la ingeniería civil busca investigar la estabilidad, y consecuentemente, las condiciones de equilibrio de las masas de suelo y de roca, y las afecciones que estas puedan causar en las obras civiles.

En nuestra zona de estudio, enfocaremos desde el segundo punto de vista, para lo cual en este capítulo se hace la revisión bibliográfica necesaria para analizar la estabilidad de taludes de suelos residuales de Acomayo; se hará énfasis en los deslizamientos como movimientos típicos de masa a desarrollarse en la zona de estudio, y el método de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de los taludes.

2.2 MOVIMIENTOS DE MASA

En un talud, la inestabilidad se produce cuando una parte se mueve significativamente en relación con otra que permanece estable. Ello quiere decir que las masas inestables están delimitadas por superficies llamadas superficies de falla, y que conforman sus superficies de contorno. Sobre las superficies de falla las tensiones están en la condición límite, es decir que en ellas se verifica el criterio de rotura. Generalmente se emplea el término “deslizamiento” o “inestabilidad” para referirse a cualquier movimiento en un talud. Este movimiento puede ocurrir en taludes formados por rocas, suelos o rellenos antrópicos.

2.2.1 Factores condicionantes de la estabilidad

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo. Varnes (Varnes, 1978) analizo

los factores condicionantes de la estabilidad, relacionando estos factores a los respectivos fenómenos naturales o antrópicos, a los que están asociados.

Cuadro 2.1.- Factores detonantes de los movimientos de masa ¹

| Acción | Factores | | Fenómenos naturales / antrópicos |
|---------------------------------|---|---|--|
| Aumento de sollicitación | <i>Remoción de masa lateral o de base</i> | | <i>Erosión, movimientos de masa Cortes Peso del agua de lluvia, nieve, granizo Acumulación natural de material</i> |
| | Sobrecarga | | <i>Peso de la vegetación Construcción de estructuras, terraplenes</i> |
| | Solicitaciones dinámicas | | <i>Terremotos, ondas, volcanes Explosiones, sismos inducidos</i> |
| | Presiones laterales | | <i>Agua en grietas, congelamiento, material expansivo</i> |
| | <i>Características inherentes al material</i> | <i>Tipo de material, estructura, y geometría</i> | <i>Características geomecánicas del material, estado de esfuerzos iniciales</i> |
| Reducción de resistencia | <i>Cambio de los factores variables</i> | <i>Cambio de las características del material</i> | <i>Meteorización, reducción de la cohesión y/o ángulo de fricción interna Elevación del nivel freático</i> |
| | Otras causas | | <i>Acción de las raíces de los árboles y orificios creados por animales</i> |

2.2.2 Clasificación de los movimientos

Los movimientos presentan infinidad de modalidades, lo cual dificulta una clasificación única de los mismos. En este contexto, y aunque en todos los casos haya principios comunes, puede decirse que hay tantas clasificaciones como grupos u objetivos²; así puede citarse autores como: Sharpe, 1938; Ward, 1945; Campbell, 1951; Varnes, 1958; Beverage y Culbertson, 1964; Yatsu, 1966; Hutchinson, 1968; Skempton y Hutchinson, 1969; Crozier, 1973; Varnes, 1978; Hansen, 1984; Bradley y Mc Cutcheon, 1985; Pierson y Costa, 1987; Sheko, 1988; Hutchinson, 1988; etc.

La primera clasificación de amplia aceptación para movimientos de masa, y que sirvió de base para muchos trabajos posteriores, fue presentada por Sharpe (1938), donde divide los movimientos en dos categorías principales: flujos y deslizamientos, y estas categorías se dividen en varias otras.

¹ Varnes, D. J. **"Slope movement types and processes"**. Washington D.C., 1978.

² Investigación, aplicación, riesgos, etc.

Todas las propuestas posteriores fueron, en alguna forma, influenciadas por el trabajo pionero de Sharpe. La clasificación de movimientos más aceptados son los de Varnes (1958, 1978) y de Hutchinson (1968, 1988). Cruden y Varnes (1996), propone una clasificación donde cualquier tipo de masa puede ser clasificado y descrito por el tipo de movimiento y por el material.

Cuadro 2.2.- Clasificación abreviada de tipos de movimientos (Varnes, 1978)³

| Tipo de movimiento | | | | | Tipo de material | | |
|---|-----------------------|----------------|---------|--|-------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | | | Roca | Suelo | |
| | | | | | | Grueso | Fino |
| 1 | Deslizamientos | Traslacionales | Planos | Superficies de rotura singular | Deslizamiento de bloque rocoso | Deslizamiento de detritos | Deslizamiento de tierra |
| | | | | Superficies de rotura poligonal | | | |
| | | | Cuñas | | | | |
| | | Rotacionales | Bloques | Hundimiento de rocas | Derrumbe de detritos | Derrumbe de tierra | |
| Macizos fracturados, y suelos cohesivos | | | | | | | |
| 2 | Desprendimientos | | | Desprendimiento de roca | Calda de detritos | Calda de tierra | |
| 3 | Vuelco | | | Vuelco de rocas | Desplome de detritos | Desplome de tierra | |
| 4 | Extensiones laterales | | | Extensión lateral en rocas | Extensión lateral en detritos | Extensión lateral de tierra | |
| 5 | Flujos | | | | Flujos de roca (reptación profunda) | Flujos de detritos | Flujos de tierra |
| | | | | | | Reptación de suelo | |
| 6 | Movimientos complejos | | | Combinación de por lo menos dos tipos principales de movimiento. | | | |

A. Deslizamientos

Los deslizamientos pueden ser traslacionales o rotacionales, y se producen al superar la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento predeterminada. Al ser la superficie de deslizamiento tridimensional, el deslizamiento es un fenómeno tridimensional, pero como simplificación, y del lado de la seguridad, se analiza en dos dimensiones.

³ Bouchra H. "Modelización numérica mediante elementos finitos y SHP de los geomateriales fluidificados: Aplicación a los deslizamientos rápidos de ladera". Tesis Doctoral. Madrid, Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Geológicas, Departamento de Geodinámica, 2007, pág. 22.

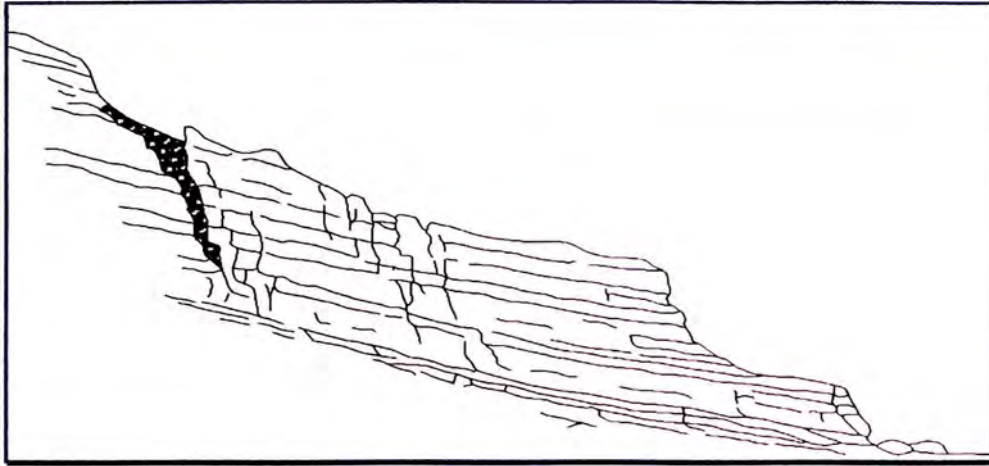


Figura 2.1. – Deslizamiento traslacional (IGME, 1985)

También se pueden presentar deslizamientos combinados, como los presentados en la Figura 2.2. Donde: (a) Superficie de deslizamiento circular; (b) Superficie de deslizamiento circular en combinación con superficie plana; (c) Superficie de deslizamiento circular con grieta de tracción en la parte superior del talud; (d) Superficie de deslizamiento circular a lo largo de las discontinuidades.

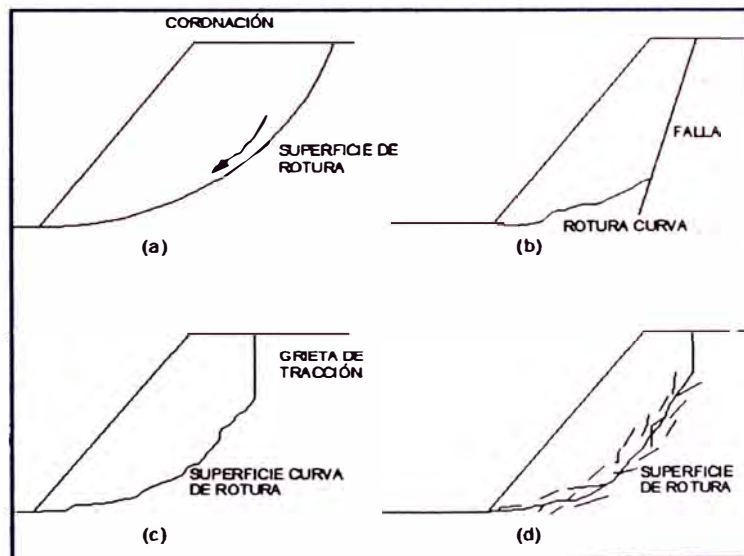


Figura 2.2. – Superficies de deslizamiento combinado (Hoek y Bray, 1981)

En la Figura 2.3, se presenta algunas condiciones geológicas, y su influencia en las superficies de deslizamiento. Donde: (a) Material isótropo, la superficie de deslizamiento tiende a ser circular; (b) Material anisótropo, la superficie de deslizamiento tiende a alargarse en una dirección; (c) Material con discontinuidad marcada, el deslizamiento tiende a seguir lo más posible esta superficie; (d) Material de naturaleza granular, la curvatura del deslizamiento es

menos marcada y tiende a ser plana, por lo general no se presenta grieta de tracción; (e) Diferencia marcada de resistencia, siendo el material inferior de menor resistencia al corte.

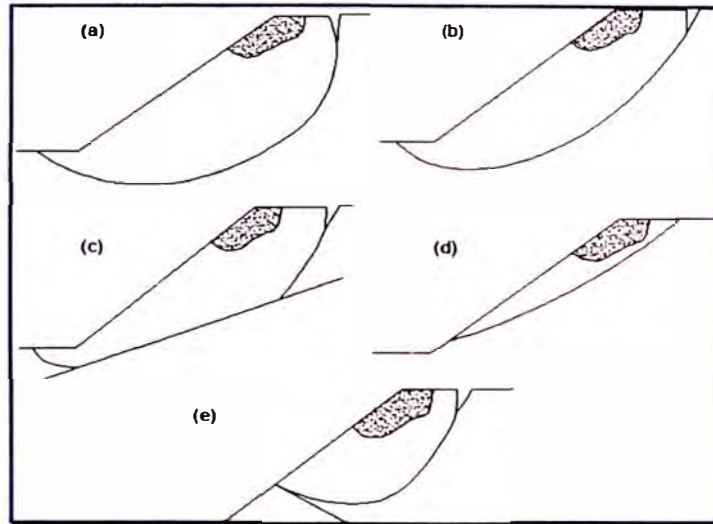


Figura 2.3. – Influencia de las condiciones geológicas en las superficies de deslizamiento (Hudson y Harrison, 1997).

B. Desprendimientos

En los desprendimientos, una masa del terreno, o bloques sueltos, de cualquier tamaño, se separan de un talud escarpado, a lo largo de una superficie sobre la que hay poco o ningún desplazamiento tangencial, y se desplazan por el terreno rodando o rebotando, o cayendo verticalmente. Estas inestabilidades afectan frecuentemente a bloques aislados, aunque también pueden abarcar a grandes masas. Frecuentemente, estos tipos de inestabilidades afectan a bloques aislados, originando movimientos de terreno, con velocidades extremadamente elevadas y con resultados catastróficos.

Las posibilidades de que ocurran estos tipos de deslizamientos vienen condicionadas por la fracturación, los buzamientos de la serie estratigráfica, la inclinación del terreno y disposición respecto al buzamiento, la resistencia de los estratos más rígidos, la potencia relativa de los estratos resistentes respecto a los estratos menos competentes, etc. Las causas que llevan a este tipo de movimiento son la concentración de presiones en los bordes de las capas superficiales, la rotura por flexotracción, etc.

En la siguiente figura, se presentan tres tipos de desprendimientos: (A) Por caída libre, (B) Caída con rebote, y (C) Rodamiento de las partículas.

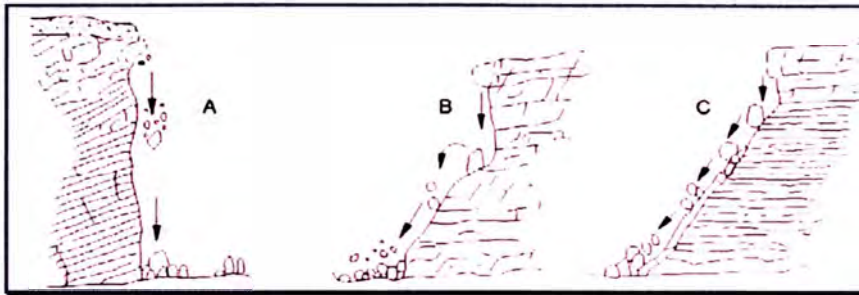


Figura 2.4. – Tipología de los desprendimientos (IGME, 1985).

C. Vuelco

Para que se produzca en un talud el fenómeno de vuelco, también conocido como “cabeceo”, o a menudo con la denominación inglesa “*toppling*”; es necesario que exista una familia de discontinuidades que siendo paralelas tengan casi el mismo rumbo que el talud, con buzamiento alto y orientación hacia el interior del talud.

El vuelco conlleva a la rotación de los bloques, o columnas, en torno de una base fija bajo la acción gravitatoria o presión de agua en las discontinuidades. En la siguiente figura se presentan tres tipos de vuelcos: vuelco por flexión (“*Flexural toppling*”), vuelco de bloques rígidos (“*Block toppling*”), y vuelco por flexión de bloques (“*Block-flexural toppling*”).

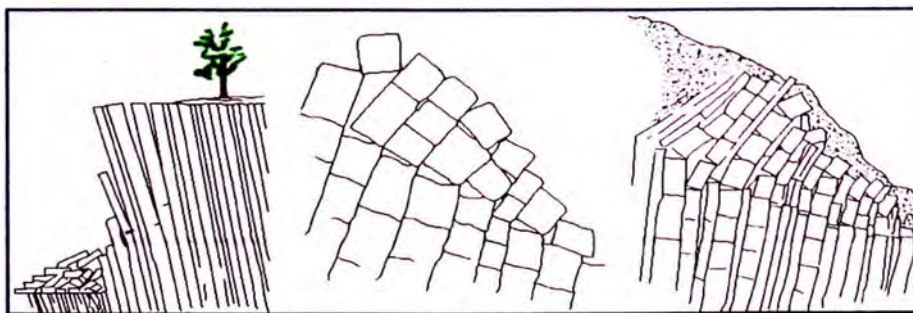


Figura 2.5. – Vuelco (Goodman y Bray, 1976).

D. Extensiones laterales

Estos tipos de movimientos no son muy frecuentes. Aparecen cuando ocurren determinadas características geológicas muy particulares. Tienen superficie de rotura planar, se presenta en coluvios con pendientes suaves que se encuentran sobre suelos residuales.

Estas extensiones laterales pueden activarse repentinamente por efectos sísmicos. Sin embargo, bajo acciones gravitacionales se generan grietas de tracción.

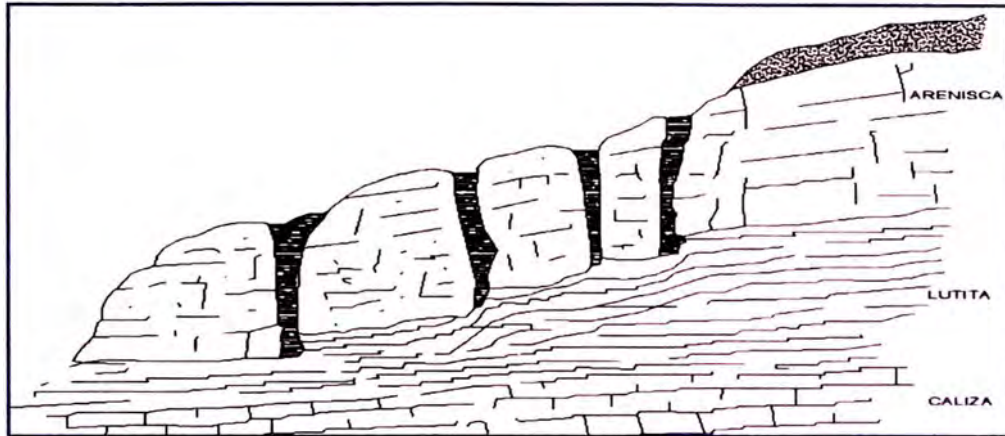


Figura 2.6. – Extensión lateral (IGME, 1985).

E. Flujos

Son movimientos de una masa desorganizada con abundante presencia de agua, y donde no todas las partículas se desplazan a la misma velocidad, ni sus trayectorias tienen que ser paralelas. El material se comporta como un fluido, sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de rotura definidas (deformación difusa). Como resultado, la masa movilizada no conserva su forma en el movimiento descendente, adoptando a menudo morfologías lobuladas.

F. Movimientos complejos

En la naturaleza también pueden darse inestabilidades cuyos mecanismos no respondan exactamente a algunos de los tipos principales descritos anteriormente. Pueden producirse superposición de movimientos, dando lugar a fenómenos complejos cuyo análisis es complicado y debe hacerse con carácter individual.

Los movimientos complejos pueden ser los movimientos generados en una parte por un tipo principal de movimiento o cuando la masa deslizante, durante el proceso de deslizamiento, pasa de un tipo principal de movimiento a otro.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los métodos actuales de análisis de problemas geotécnicos pueden ser agrupados en las siguientes categorías: métodos completos, y métodos simplificados (equilibrio límite).

La solución teórica del problema requiere el cumplimiento de las condiciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de movimientos, comportamiento de acuerdo a las ecuaciones constitutivas del material y las condiciones de borde (tanto de fuerzas como de desplazamientos).

2.3.1 Métodos completos

Estos métodos parten de la discretización de los materiales en una malla de elementos, y permiten reproducir contornos complicados, terrenos heterogéneos, comportamientos no lineales, etc. Su empleo en los últimos años ha venido favorecido por el desarrollo de los medios informáticos.

Los métodos más usados dentro de los métodos completos son: el método de elementos finitos y el método de diferencias finitas.

A. Método de elementos finitos

El método de elementos finitos, desarrollado a finales de los años 60, es el más usado en la actualidad dentro de los métodos numéricos en ingeniería.

La idea básica de este método es la división del dominio del problema en triángulos, rectángulos, etc., para postular a priori la forma de la solución dentro de uno de los elementos. Una vez postulada la forma de la solución se establecen las condiciones que la solución ha de cumplir para aproximarse lo más posible a la solución real del problema.

Es necesario ir tomando elemento a elemento e ir componiendo individualmente para cada uno su matriz de rigidez. Todo ello conduce a un sistema de ecuaciones lineales, cuya solución se resuelve mediante métodos directos o métodos iterativos.

B. Método de diferencias finitas

En este método es imprescindible formular el sistema de ecuaciones diferenciales que rigen el problema. El principio fundamental de este método se basa en sustituir la expresión diferencial por una expresión equivalente en término de incrementos finitos de las variables. Todas las variables del problema

quedan discretizadas. Las variables geométricas discretizadas conllevan a la subdivisión del dominio mediante una red ortogonal. La discretización de las ecuaciones diferenciales permite obtener expresiones que relacionan los valores de las variables y sus incrementos, y por lo tanto permite la solución del problema en forma incremental.

El programa más utilizado para resolver los problemas de medios continuos que emplea diferencias finitas es FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

2.3.2 Método de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite parten de que la masa deslizante cumple las condiciones de equilibrio, y suponen que el criterio de rotura se da en toda la superficie de deslizamiento. No tienen en cuenta ni las distribuciones internas de tensiones en la masa, ni las condiciones de compatibilidad entre movimientos.

Los métodos de equilibrio límite se basan habitualmente en el método de dovelas. Consiste en subdividir la masa deslizante en dovelas e imponer el equilibrio en todas y en cada una de ellas. Se incorporan dos hipótesis simplificadoras; la base de cada dovela está afectada exclusivamente por un único material, y las dovelas son suficientemente estrechas para poder suponer que la base de cada dovela es casi rectilínea. Las dovelas son normalmente verticales.

A. Métodos existentes

Los métodos dados en el Cuadro 2.3 y 2.4 son los que se utilizan con más frecuencia, y se pueden denominar como casos específicos del método de equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite se dividen en dos grupos, rigurosos y no rigurosos. Los métodos rigurosos satisfacen todas las condiciones de equilibrio.

La relación de métodos citados son los de uso más general en la ingeniería práctica. Actualmente con el uso de la computadora y distintos programas de cómputo, nos permiten realizar estos cálculos inmediatamente y se pueden realizar en forma simultánea el uso de los distintos métodos.

Se exponen a continuación los fundamentos de algunos de los métodos más utilizados y contrastados en la práctica.

- I. **Método de Fellenius (1927).** El método de Fellenius es conocido también como método “ordinario”, método sueco. Este método asume superficies de deslizamiento circulares, y el factor de seguridad global es calculado satisfaciendo apenas la ecuación de equilibrio de momentos.

El método asume que la resultante de las fuerzas que actúan en las caras laterales de cada dovela es paralela a su base, permitiendo que N sea calculada considerando el equilibrio de fuerzas en la dirección perpendicular a la base de la dovela.

- II. **Método de Bishop simplificado (1955).** La superficie de deslizamiento es también admitida circular y el factor de seguridad global es calculado satisfaciendo la ecuación de equilibrio de momentos y de equilibrio de fuerzas verticales, es usada para la obtención de las fuerzas normales. La resultante de las fuerzas laterales actuantes en cada dovela es asumida como horizontal.

El método de Bishop simplificado, no satisface el equilibrio de fuerzas horizontales; a nivel global, la experiencia indica que se trata de un método bastante preciso para análisis de superficies de rotura circulares, taludes poco inclinados y presión de poros elevado.

- III. **Método de Janbu simplificado (1968).** Considera superficies de rotura de cualquier forma, satisface las condiciones de equilibrio de fuerzas verticales y horizontales, pero desprecia las componentes verticales de las fuerzas entre las dovelas, como el método de Bishop simplificado.

El equilibrio de momentos es parcialmente satisfecho, por el uso de un factor de corrección f_0 que depende del tipo de suelo y de la curvatura de la potencial superficie de deslizamiento. El factor de seguridad es formulado en términos de fuerzas.

- IV. **Método de Spencer (1967).** Aplicable para análisis de estabilidad de taludes con superficies de deslizamiento de cualquier forma, el método de Spencer satisface simultáneamente a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Como hipótesis simplificadora para la solución del problema, admite que el ángulo de inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas es

constante⁴, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el factor de seguridad correspondiente.

- V. **Método de Morgenstern y Price (1965).** Método bastante genérico, al igual que el anterior, también es de aplicación general y satisface simultáneamente a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de momentos, considerando la hipótesis que el ángulo de inclinación formado por las fuerzas resultantes de las caras de las dovelas es variable, de acuerdo con una función previamente establecida.
- VI. **Método de Sarma (1973).** Este método significó un cambio radical respecto a la filosofía de los métodos de equilibrio límite anteriormente presentados, ya que se busca el valor de la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. La superficie potencial de rotura también puede ser de cualquier forma.

Cuadro 2.3.- Características de modelos de equilibrio límite no rigurosos

| Método | Hipótesis | Comentarios (Tipo de superficie de rotura) |
|---------------------------------------|---|--|
| <i>Fellenius (1927)</i> | <i>No considera fuerzas entre dovelas (supone que las fuerzas entre dovelas se anulan entre sí).</i> | <i>Circular</i> |
| <i>Bishop simplificado (1955)</i> | <i>Resultante de las fuerzas entre dovelas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre dovelas).</i> | <i>(Circular) – n hipótesis sobre el punto de aplicación de la fuerza normal y (n-1) sobre la magnitud de las fuerzas tangenciales entre dovelas. Factor de seguridad determinado a partir de la consideración de equilibrio de momentos.</i> |
| <i>Janbu simplificado (1968)</i> | <i>Resultante de las fuerzas entre las dovelas es horizontal. Un factor de corrección empírico f_0 es usado para tener en cuenta los efectos de fuerzas tangenciales.</i> | <i>(Cualquiera) – valores de f_0 sugeridos para condiciones de suelos homogéneos. Factor de Seguridad es determinado a partir del equilibrio de fuerzas.</i> |
| <i>Janbu generalizado (1968)</i> | <i>La posición de fuerza normal entre dovelas se define por una línea de empuje supuesta, y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre dovelas.</i> | <i>(Cualquiera) – n hipótesis sobre el punto de aplicación de las fuerzas normales entre dovelas. La posición de la última no es usada con el equilibrio de momentos, no siendo satisfecha en esta última dovela. Factor de seguridad determinado a partir de equilibrio de fuerzas y de momentos.</i> |

⁴ Estas resultantes son paralelos en todas las dovelas analizadas.

Cuadro 2.4.- Características de modelos de equilibrio límite rigurosos

| Método | Hipótesis | Comentarios (Tipo de superficie de rotura) |
|-------------------------------------|--|--|
| Morgenstern Price (1965) | La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se define mediante una función predeterminada $f(x)$ y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelve mediante equilibrios de momentos y fuerzas. | (Cualquiera) – n hipótesis sobre el punto de aplicación de la fuerza normal y $(n-1)$ sobre la magnitud relativa de las fuerzas y entre dovelas. Una incógnita λ es introducida. Las dovelas son de ancho infinitesimal. |
| Spencer (1967) | Resultante de las fuerzas entre dovelas tienen inclinaciones constantes a través de la masa de suelo. | (Cualquiera) – método semejante al de Morgenstern Price con $f(x) = 1$ |
| Sarma (1973) | Distribución de las resultantes de las fuerzas tangenciales entre dovelas definidas con base en una función arbitraria. | (Cualquiera) – n hipótesis sobre el punto de aplicación de las fuerzas normales y $(n-1)$ sobre la magnitud relativa de las fuerzas tangenciales entre dovelas. Incógnita λ introducida. |

B. Análisis matemático

Para obtener el factor de seguridad bajo condiciones estáticas, se debe conseguir que la suma de las fuerzas en dirección vertical y horizontal y la suma de momentos sea nula. Estas condiciones, junto con el criterio de rotura son insuficientes para que el problema sea determinado. Se debe disponer de más información ya sea sobre la distribución de las fuerzas normales en las bases de las dovelas o ya sea sobre la distribución de las fuerzas entre dovelas.

En general, los distintos métodos de dovelas se pueden clasificar en términos de estática utilizada para obtener la ecuación del factor de seguridad, y ecuación de fuerzas en interfaces, entre dovelas.

El número de ecuaciones conocidas en las “ n ” dovelas, para obtener el factor de seguridad, es:

(n) – Número de ecuaciones de equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal para cada dovela.

(n) – Número de ecuaciones de equilibrio de fuerzas en la dirección vertical para cada dovela.

(n) – Número de ecuaciones de momentos para cada dovela.

(n) – Número de ecuaciones de criterios de roturas para cada dovela.

Por lo tanto es $4n$ el número total de ecuaciones disponibles.

El número de variables desconocidas del problema, para obtener el factor de seguridad, es:

- (n) – Magnitudes de fuerzas normales en la base de cada dovela.
- (n) – Puntos de aplicación de fuerzas normales en la base de cada dovela.
- (n) – Magnitudes de fuerzas tangenciales en la base de cada dovela.
- ($n-1$) – Magnitudes de las fuerzas normales, en las interfaces entre cada dovela.
- ($n-1$) – Magnitudes de las fuerzas tangenciales, en las interfaces entre cada dovela.
- ($n-1$) – Puntos de aplicación de las fuerzas, en las interfaces entre cada dovela.
- (1) – Valor del factor de seguridad (F.S.).

Por lo tanto es $6n-2$ el número total de variables desconocidas.

Considerando que el número de variables desconocidas excede el número de ecuaciones disponibles, el problema es matemáticamente indeterminado. Se deben hacer hipótesis complementarias respecto a las direcciones, o magnitudes, o puntos de aplicaciones de las fuerzas, etc., para hacer el problema determinado. Es decir han de establecerse $2n-2$ ecuaciones adicionales para resolver las variables desconocidas.

La mayoría de los métodos suponen que el punto de aplicación de las fuerzas normales en la base de cada dovela, es el centro de la base de cada dovela (n hipótesis). Esto reduce el número de variables desconocidas a $5n-2$.

La siguiente hipótesis más empleada es referente a la magnitud, dirección o punto de aplicación de las fuerzas en las interfaces entre las dovelas ($n-1$ hipótesis), lo que lleva el número de variables desconocidas a $4n-1$.

Como ahora el número de ecuaciones es $4n$, y el número de variables desconocidas es $4n-1$, el sistema sigue siendo incompatible.

C. Método de Spencer

El método de Spencer (1967) clasificado como riguroso es aplicable a superficies de deslizamiento de cualquier forma. La masa deslizante considerada se divide en este método igual que en otros métodos en n dovelas. De forma análoga a

como se procede en otros métodos, se establecen las condiciones de equilibrio de cada dovela.

Como se presenta en el análisis matemático, del método de equilibrio límite en dovelas, el sistema es indeterminado y hay que introducir algunas hipótesis para llegar a una solución. En este método se supone que existe una relación entre las fuerzas normales (E_i) y tangenciales (X_i) que actúan en las caras verticales de las dovelas:

$$\lambda = \tan \theta = X_1/E_1 = X_2/E_2 = \dots = X_i/E_i = X_n/E_n$$

El ángulo θ , representa la dirección relativa de las fuerzas resultantes entre dovelas. Al incluir este factor el problema se convierte en estáticamente determinado y se puede obtener λ ($f(\theta)$) y F.S. mediante una solución del sistema de ecuaciones que satisfagan las condiciones de contorno. El factor λ (parámetro de Spencer) es una de las incógnitas del cálculo. La resultante de las fuerzas resultantes de las caras de cada dovela es representada por "Q" con dirección " θ ".

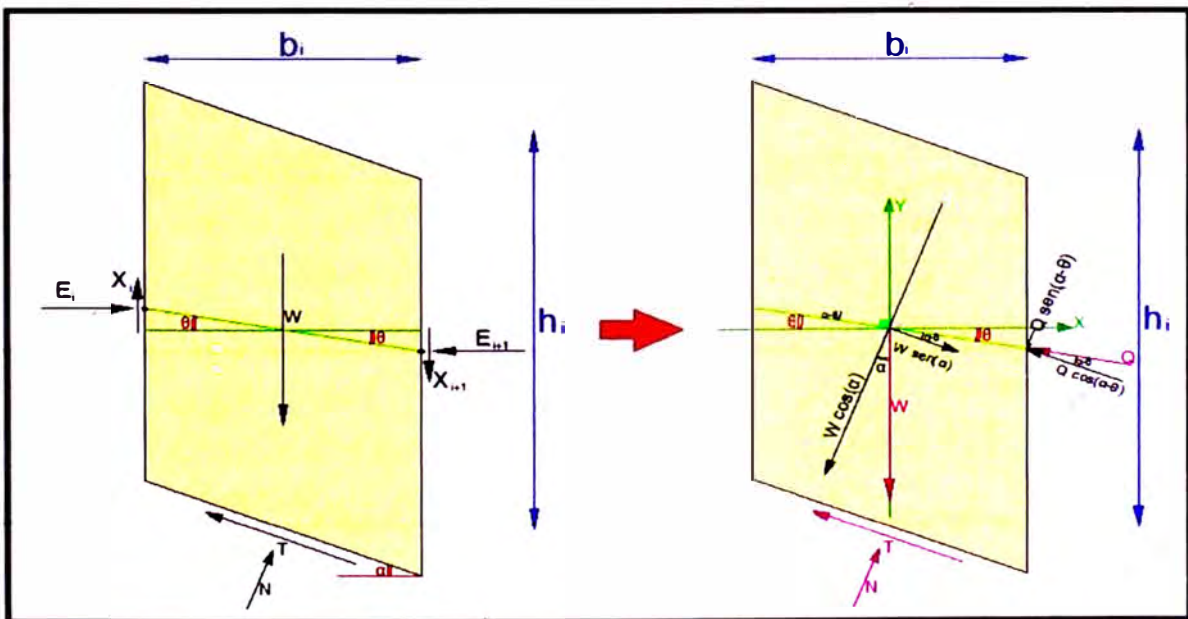


Figura 2.7. – Diagrama de cuerpo libre de una dovela

En la Figura 2.7 se presenta el diagrama de cuerpo libre de cada dovela las fuerzas presentes en cada dovela, así como las descomposiciones de las mismas.

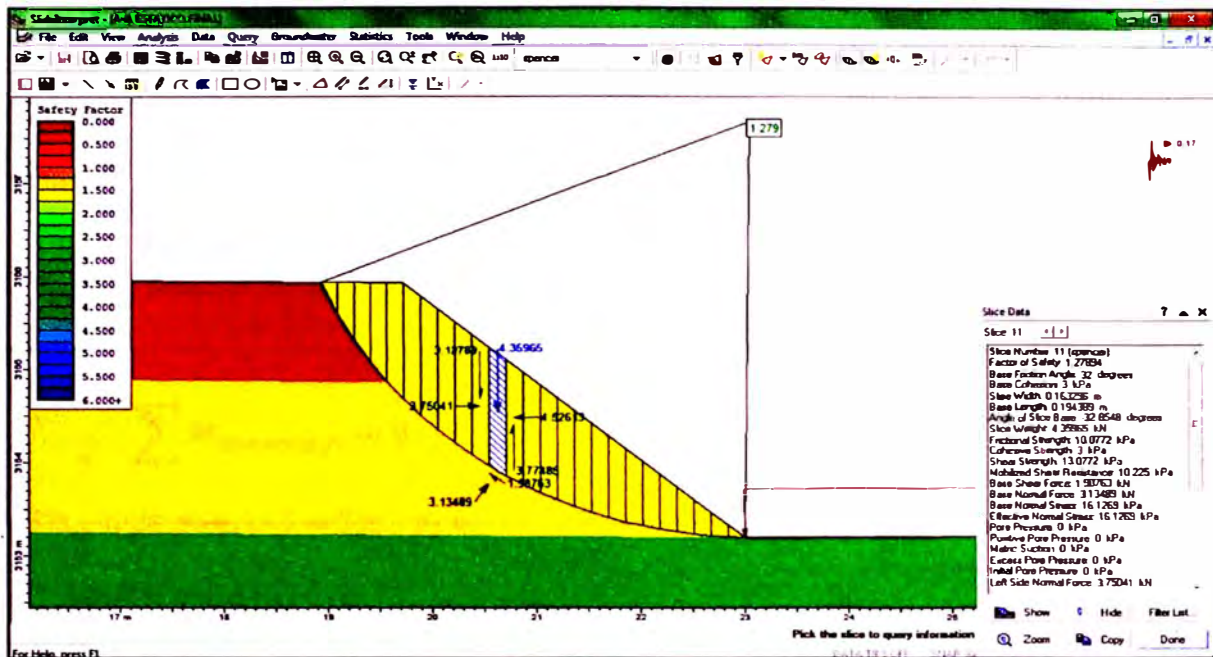


Figura 2.8. – Diagrama de cuerpo libre de una dovela obtenida del Programa Slide V5.0 (Rocscience, 2006), del método de Spencer con $\lambda=0.834$.

Procedimiento del Método de Spencer:

- I. Definir la superficie de falla.
- II. Analizar el equilibrio de cada dovela; para lo cual debe cumplirse que la sumatoria de fuerzas y la sumatoria de momentos sea nulo.

$$\bullet \sum F_{x'} = 0$$

$$T = W \text{Sen}(\alpha) - Q \text{Cos}(\alpha - \theta) \quad (1)$$

$$\bullet \sum F_{y'} = 0$$

$$N = W \text{Cos}(\alpha) + Q \text{Sen}(\alpha - \theta) \quad (2)$$

$$\bullet \sum M_o = 0$$

$$W \text{Sen}(\alpha) \left(\frac{h \text{Cos}(\alpha)}{2} \right) = Q \text{Cos}(\alpha - \theta) \left(\frac{h \text{Cos}(\alpha)}{2} + \frac{b \text{Sen}(\alpha - \theta) \text{Sec}(\theta)}{2} \right)$$

$$Q = \frac{Wh \text{Sen}(\alpha) \text{Cos}(\alpha)}{\text{Cos}(\alpha - \theta)(h \text{Cos}(\alpha) + b \text{Sen}(\alpha - \theta) \text{Sec}(\theta))} \quad (3)$$

- Criterio de rotura

$$F.S. = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

$$T = \frac{cb \operatorname{Sec}(\alpha) + N \operatorname{Tan}(\phi') - ub \operatorname{Sec}(\alpha) \operatorname{Tan}(\phi')}{F.S.} \quad (4)$$

Reemplazando (1) y (2) en (4)

$$F.S. = \frac{cb \operatorname{Sec}(\alpha) + W \operatorname{Cos}(\alpha) \operatorname{Tan}(\phi') + Q \operatorname{Sen}(\alpha - \theta) \operatorname{Tan}(\phi') - ub \operatorname{Sec}(\alpha) \operatorname{Tan}(\phi')}{W \operatorname{Sen}(\alpha) - Q \operatorname{Cos}(\alpha - \theta)} \quad (5)$$

$$\bullet \sum M_{\text{externo}_D} = 0$$

$$\sum_{i=1}^n W_i R \operatorname{Sen}(\alpha_i) = \sum_{i=1}^n T_i R \quad (6)$$

Reemplazando (4) y en (6)

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n R c b_i \operatorname{Sec}(\alpha_i) + \sum_{i=1}^n W_i \operatorname{Cos}(\alpha_i) \operatorname{Tan}(\phi'_i) + \sum_{i=1}^n R Q_i \operatorname{Sen}(\alpha_i - \theta) \operatorname{Tan}(\phi'_i) - \sum_{i=1}^n R u b_i \operatorname{Sec}(\alpha_i) \operatorname{Tan}(\phi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{Sen}(\alpha_i)} \quad (7)$$

- III. Asumir un valor de $\theta = \text{constante}$ (Sugerencia: menor a inclinación del talud).
- IV. Calcular el valor de "Q", para cada dovela, Ecuación (3).
- V. Calcular F.S., Ecuación (5).
- VI. Calcular F.S., Ecuación (7). Reemplazar θ_i y Q_i , obtenidos de cada dovela.
- VII. Para los diferentes valores θ se comparan los F.S., según procedimientos iterativos hasta que sean idénticos los F.S.

Para el análisis de estabilidad de taludes, es recomendable el uso de la computadora, para realizar los cálculos de las iteraciones, o el uso de un Software Geotécnico. En la presente tesis se utiliza el programa de computo Slide v 5.0 (*Rocscience, 2006*).

D. Análisis sísmico

El comportamiento sísmico de taludes, ha sido un tema de gran interés en la Ingeniería Civil en los últimos años. El enfoque más simple es el análisis pseudoestático en el que la sollicitación causada por el terremoto es simulado por una aceleración horizontal estática "equivalente" actuando en la masa de suelo deslizante, utilizándose un procedimiento de equilibrio limite (método de las dovelas), generalmente conservativo.

El parámetro que describe el comportamiento dinámico del suelo es el coeficiente sísmico k_h , y su selección depende mucho de la experiencia y de las normas locales, porque no hay maneras simples y seguras para escoger un valor adecuado.

El segundo método es conocido como método de Newmark, que implica el cálculo de una aceleración crítica, definida como la fuerza inercial necesaria para que el factor de seguridad llegue a 1 en un análisis pseudoestático por el método de equilibrio límite. El procedimiento usa los registros de aceleraciones de un sismo (del proyecto) y lo integra dos veces para calcular los desplazamientos permanentes acumulados.

El tercer método es referido al análisis de Madkisi & Seed, que procura definir la estabilidad sísmica de un talud en términos de desplazamientos aceptables en vez de un factor de seguridad tradicional a través de una versión modificada del método de Newmark. Este método presenta una manera racional de calcular una aceleración crítica media, necesaria para producir un factor de seguridad del talud igual a 1. También se elaboraron gráficos específicos para estimar los desplazamientos permanentes.

Finalmente, el método más sofisticado para análisis de estabilidad sísmica de taludes es conocido como análisis dinámico, que normalmente incorpora modelos de elementos finitos y relaciones de tensión-deformación complejas para tener mejores representaciones del comportamiento mecánico de taludes bajo cargas cíclicas. Los resultados de estos análisis pueden incluir el tiempo-historia de los desplazamientos y esfuerzos, las frecuencias naturales, efectos de amortiguamiento, etc.

E. Método pseudoestático

Las diversas soluciones de equilibrio límite para análisis de las condiciones de estabilidad de taludes se suelo bajo cargas estáticas, que pueden ser considerados familiares, son posibles de ser extendidas para un contexto pseudoestático adicionando fuerzas aplicadas en el centroide de la masa inestable. Este tipo de análisis generalmente la componente vertical de la fuerza de inercia es despreciada, la componente horizontal es obtenida por la multiplicación del coeficiente sísmico horizontal k_h por el peso total de la masa de suelo inestable.

La selección del coeficiente sísmico k_h representa el aspecto más importante, y el más difícil, del empleo del método pseudoestático. La mayor dificultad de la aplicación del método pseudoestático, es la selección de un coeficiente sísmico adecuado, y que hay muchos criterios y distintas recomendaciones sobre cómo seleccionar este valor. En el Cuadro 2.5 se presentan algunas recomendaciones de selección del coeficiente sísmico.

Cuadro 2.5.- Recomendaciones para la selección del coeficiente sísmico k_h

| Coeficiente sísmico k_h | Referencia |
|---|---------------------------------|
| 0.10 – 0.15 | Corps of Engineers, 1982 |
| 0.05 – 0.15 | California, EUA |
| 0.33 – 0.5 PGA | Marcuson y Franklin (1983) |
| 0.5 PGA | Hynes-Griffin y Franklin (1983) |

PGA: Aceleración pico del terreno

F. Factor de seguridad

El factor de seguridad es empleado para conocer cuál es la amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de diseño. Fellenius (1922) 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 rotura.

El valor del factor de seguridad menor que 1.0 indica que el deslizamiento es posible. Si hay varias superficies de deslizamiento con el valor de factor de seguridad calculado menor que 1.0 significa que puede deslizarse. Del valor de F.S. = 1.0 se puede calcular el ángulo de inclinación del talud máximo que se puede cortar. El ángulo de inclinación del talud definitivo debería ser menor que el obtenido para el F.S. = 1.0 para disponer de un margen de seguridad.

Dentro de las principales recomendaciones de la literatura, son las siguientes, el valor mínimo aceptable del factor de seguridad pseudoestático varía entre 1 a 1.4.

A continuación, el siguiente cuadro trata de ilustrar los grados de estabilidad aceptables de los taludes según el tipo de análisis. Estos factores de seguridad pueden variar de acuerdo con la normatividad existente para distintos tipos de talud y para la importancia que su falla tenga sobre los bienes y las personas.

Cuadro 2.6.- Grados de estabilidad según el tipo de análisis⁵

| Factor de seguridad | | Nivel o grado de estabilidad |
|----------------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| Estático | Pseudoestático | |
| 1.0 a 1.4 | Menor a 1.0 | Inestable |
| 1.4 a 2.0 | 1.0 a 1.4 | Estable |
| Mayor a 2.0 | Mayor a 1.4 | Muy estable |

2.3.3 Retroanálisis

El retroanálisis consiste en la observación y análisis de los datos procedentes de los materiales comprendidos por la formación geológica, permitiendo la definición de los parámetros de resistencia al corte a través de combinaciones de los parámetros. La importancia del retroanálisis es que los parámetros definidos por el son más representativos, sustituyendo en parte los ensayos de laboratorio.

La premisa que rige a la técnica de retroanálisis, consiste en considerar que en toda la superficie de rotura, el factor de seguridad sea igual a 1.0.

Para la realización del retroanálisis se uso el análisis por equilibrio limite de Spencer, así como el programa de computo Slide v 5.0 (**Rocscience, 2006**).

El método aplicado en esta tesis consiste en tres etapas distintas, presentadas a continuación.

I. Reconstrucción geométrica

En el retroanálisis, una de las etapas consiste en recuperar información respecto al talud estudiado. La geometría de la superficie de falla del talud, representada a través de la sección transversal crítica. La cual debe de obtenerse a través de levantamientos topográficos después de la falla. La geometría original del talud, debe de obtenerse a partir de las secciones transversales localizadas a la derecha e izquierda del deslizamiento.

II. Definición de la curva $c=f(\phi)$

Consiste en determinar la curva $c=f(\phi)$ para la superficie de falla a través de los siguientes procedimientos:

- Fijar la superficie falla;

⁵ Alva, J. "Análisis de estabilidad de taludes". Curso de actualización profesional, UNI-FIC, Pág. 175-196, Lima, 2000.

- Fijar el ángulo de fricción interna del suelo y el peso específico;
- Determinar el valor de la cohesión para la condición que la superficie de rotura coincida con la real.
- Una vez determinada la cohesión para el ángulo de fricción interna adoptado, escoger un nuevo valor de ángulo de fricción interna, y se repiten los procedimientos anteriores. Hacer variar el ángulo de fricción interna entre 0° a 50° , con intervalos de 5° entre cada análisis, manteniendo constante el peso específico.

III. Factor de seguridad (F.S.) versus ángulo de fricción interna (ϕ)

Consiste en graficar el factor de seguridad, obtenida del análisis del paso anterior, versus el ángulo de fricción interna, en el cual se analiza los factores de seguridad, escogiéndose el que este más cercano a 1.0 y que el ángulo de fricción interna sea coherente con la realidad. El ángulo de fricción interna escogido permite en la gráfica $c = f(\phi)$ determinar la cohesión.

De los pasos anteriores se determina el par de cohesión y ángulo de fricción interna del material analizado. Este será el procedimiento a usarse para el Retroanálisis del deslizamiento producido en la zona de estudio, capítulo 5 de la presente tesis.

CAPÍTULO 3 – SISTEMAS DE PROTECCIÓN Y REFUERZO

3.1 GENERALIDADES

Los temas a tratar en el presente capítulo, son temas muy amplios con múltiples aspectos a considerar, por lo que resultaría difícil tratar de abarcar todos ellos, así que solo se nombrara los de mayor probabilidad de uso en la zona de estudio.

Los métodos empleados para la corrección de inestabilidades de taludes se pueden agrupar en forma genérica en dos, por un lado los métodos de protección, y por otro lado los de estabilización o refuerzo.

La principal diferencia entre ambos se centra en que los primeros tratan de evitar que se desarrollen posibles fenómenos de alteración de la zona superficial del talud, lo que puede dar lugar a inestabilidades, mientras que los métodos de estabilización y refuerzo se caracterizan por actuar en forma activa en el caso que se produzcan dichos fenómenos.

Gran parte de la información, proporcionado en los apartados siguientes, ha sido obtenida de apuntes de clase universitarias, y libros que tratan sobre el tema.

3.2 SISTEMAS DE PROTECCIÓN

De la muy variada cantidad, de métodos de protección, pueden destacarse la vegetación, y el drenaje; los cuales deben de ser considerados como parte sustancial de las obras de estabilización de taludes.

3.2.1 Vegetación

El empleo de la vegetación con fines de protección superficial de taludes en suelos es conocido desde mucho antes. La cubierta vegetal de un talud constituye un factor importante para su estabilidad, produciendo indudables efectos beneficiosos sobre todo lo que se refiere a la protección de la superficie.

El beneficio que produce la presencia de vegetación, hierba, arbustos, y árboles, se atribuye a una serie de efectos relacionados con la mejora de las condiciones de la zona superficial del talud.

Como características positivas, de la vegetación están la atenuación de los efectos del viento, reducción de la susceptibilidad del suelo a ser erosionado, y refuerzo del suelo por las raíces propias de la vegetación.

Para el establecimiento de la vegetación, se es necesario hacer selección de las especies vegetales en la zona de estudio, ya que no existen especies universales, se debe escoger las especies vegetales que sean compatibles con las condiciones de los suelos, agua, nutrientes, y clima; para la selección como primera opción debe tenerse a la vegetación nativa de la zona de estudio.

Para la selección de la vegetación, como primera opción debe de tenerse a la vegetación nativa de la zona de estudio, ya que éstas están más adaptadas al suelo y clima de la zona, lo otro que se debe de prever en la selección están la pendiente del talud donde se va a establecer, disposición de humedad, y para un más rápido establecimiento de la vegetación se debe de facilitar nutrientes adicionales.

En el *Cuadro 3.1* se presentan algunas ventajas y desventajas de los diversos tipos de vegetación.

Cuadro 3.1.- *Ventajas y desventajas de los diversos tipos de vegetación (Gray y Sotir, 1996)¹*

| Tipo | Ventajas | Desventajas |
|-----------------|--|--|
| <i>Pastos</i> | <i>Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer; buena densidad de cobertura.</i> | <i>Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.</i> |
| <i>Hierbas</i> | <i>Raíz relativamente profunda.</i> | <i>Algunas veces son difíciles de establecer.</i> |
| <i>Arbustos</i> | <i>Variedades para escoger. Existen especies que se producen por estaca. Raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.</i> | <i>Algunas veces son difíciles de establecer.</i> |
| <i>Arboles</i> | <i>Raíces profundas, no requieren mantenimiento.</i> | <i>Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.</i> |

3.2.2 Drenajes

Los drenajes, suelen ser métodos bastante efectivos en cuanto a la estabilización de un talud, pero como solución a largo plazo resulta difícil cuales son los efectos, ya que nunca se suele efectuar un control o mantenimiento de aquellos una vez que se ha dado por finalizado el proyecto.

¹ Suarez, D. J. *“Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”*, Colombia, 1998, pág. 296.

Las funciones de los drenajes se pueden resumir en las tres siguientes:

- Control del movimiento del agua superficial.
- Control de la influencia del agua infiltrada en el comportamiento hidráulico subterráneo del talud.
- Reducción de la presión intersticial en profundidad.

Estas tres funciones se encuentran relacionadas entre sí, ya que cualquiera de ellas actúa sobre las otras dos.

3.3 SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y REFUERZO

Los sistemas de estabilización y refuerzo tienen la característica de actuar activamente sobre las fuerzas desestabilizadoras en un talud incrementando las fuerzas resistentes. La elección entre uno u otro sistema depende de las condiciones que rodeen el problema, tales como los esfuerzos previsibles, el espacio disponible, el plazo de ejecución, etc.

3.3.1 Movimiento de tierras – cambio de la geometría del talud

Se van a presentar diferentes métodos para remodelar geométricamente el terreno con el objeto de alcanzar unas condiciones que permitan garantizar la estabilidad de la nueva morfología adoptada.

➤ Tendido o reperfilado de los taludes

El tendido de los taludes es uno de los métodos más utilizados por ser un procedimiento muy económico. Frecuentemente, es la primera opción considerada cuando se pretende estabilizar un talud.

El tendido de un talud no solo reduce las fuerzas desestabilizadoras, sino que además produce un soterramiento de la superficie potencial de rotura en el sustrato.

➤ Retiro de materiales de la cabeza de los taludes

Este método consiste en la retirada de, relativamente, grandes cantidades de materiales de la parte superior del talud. En la práctica, este método se aplica cuando existen superficies potenciales de rotura. La eliminación de material de la cabecera del talud reduce las fuerzas que favorecen el deslizamiento, estableciéndose un equilibrio de fuerzas en la zona potencialmente más inestable. Este tipo de soluciones, así como la excavación de drenajes, requieren

una atención especial. Este método es muy efectivo, ya que al eliminar terreno de la parte más alta del talud se incrementa el factor de seguridad considerablemente. Se debe de aplicar en los casos en los que la accesibilidad a la zona de excavación lo permita sin correr riesgos innecesarios.

➤ **Retiro de materiales inestables**

Existen limitaciones prácticas cuando se desea aplicar este método, ya que depende del volumen que se pretende desalojar y del espacio disponible para depositar ese material. En la mayoría de los casos, la situación de otras estructuras o la disposición de los taludes pueden impedir el uso de este método.

➤ **Banqueo de los taludes**

El propósito de realizar el banqueo consiste en modificar la morfología de un talud de gran altura en varios de alturas más pequeñas. Por esta razón, las bermas deben ser suficientemente anchas para evitar las caídas de bloques de unos niveles a otros. En materiales con cohesión y resistencia friccional, el principal objetivo es tender el talud. En excavaciones profundas, el banqueo da como resultado taludes globales más altos y supondrá una mayor cantidad de material a extraer. La característica principal del banqueo es que se reducen los costos de mantenimiento y los costos constructivos.

El banqueo en los taludes se realiza también para reducir los efectos de la erosión, ya que posteriormente se puede proceder a la revegetación de las bermas.

3.3.2 Muros

Los muros son utilizados para contrarrestar las fuerzas desestabilizadoras, las principales ventajas de la utilización de este tipo de estructuras son reducción de los costos en la fabricación de los elementos, suelen ser en serie; reducción de los costos de instalación, maquinaria, y personal; mejora de la calidad de las obras; reducción del impacto ambiental, ya que se puede ajustar el diseño de la obra al entorno permitiendo la revegetación de los muros.

➤ **Muros de concreto ejecutados in situ**

Este tipo de muros se construyen con hormigón, mediante un encofrado. Se suelen construir en lugares donde se van situar definitivamente. En este apartado se incluyen los muros de concreto ciclópeo de gravedad, y los muros de concreto armado.

➤ **Muros de tierra armada**

Son muros construidos mediante capas de material de relleno, colocando entre estas elementos tales como tiras metálicas, materiales plásticos, elementos prefabricados de concreto o geotextiles, reforzando el muro y proporcionando mediante el rozamiento entre el suelo y los diferentes elementos estructurales estabilidad al conjunto.

El uso de la tierra armada en la estabilización de taludes en suelos es muy común, ya que se presenta una serie de ventajas, como son la construcción fácil y rápida, costo relativamente bajo con respecto a otros métodos de estabilización, resistentes a la corrosión, lo que los hace ser estructuras duraderas.

➤ **Muros de gaviones**

Su uso está ligado a obras fluviales, pasando más tarde a emplearse en la construcción de estructuras de contención y sostenimiento. Los muros de gaviones no necesitan cimentación, se adaptan al terreno, fácil diseño y construcción rápida, no se requiere mano de obra especializada, trabajan fundamentalmente a gravedad, por ser flexibles soportan asentamientos considerables, presentan condiciones de drenaje y durabilidad excelentes, y son económicos.

3.3.3 Refuerzos

Los sistemas de refuerzo son cada vez más utilizados en aquellas situaciones en las que no existe la posibilidad de utilizar muros, bien por problemas de espacio, o por dificultades para realizar la expropiación de los terrenos afectados por las obras. A continuación se hará una revisión de los métodos más comunes, aunque se debe tener en cuenta que los principios de diseño de los mismos no se encuentran desarrollados en profundidad, por lo que solo se hará una breve reseña de estos. Antes de describir cada uno de estos métodos, se debe tener en cuenta que estos se utilizan en zonas donde el terreno tiene propiedades de baja plasticidad, ya que estos elementos resistentes, en la mayoría de los casos, trabajan por tracción, perdiéndose esta cuando se producen movimientos en el terreno.

➤ **Micropilotes**

El sistema de refuerzo con micropilotes, consiste en la creación de un bloque monolítico rígido de suelo reforzado, el cual se extiende hasta una determinada profundidad debajo de la superficie de rotura. Este sistema está conformado por un conjunto de estacas de pequeño diámetro con inclinaciones variadas, cuyo mecanismo es similar al de un muro de gravedad.

➤ **Anclajes y bulones**

Los anclajes en suelos consisten en unos cables colocados dentro de taladros y tensionados después de que ha sido inyectado el concreto en los mismos. En el caso de excavaciones poco profundas, los anclajes en suelos trabajan más como elementos estructurales de sujeción de determinados tipos de pantallas, empero también se pueden utilizar para estabilizar taludes.

➤ **Mallas y redes metálicas**

La fijación de mallas y redes metálicas a la superficie de los taludes inmoviliza o amortigua el deslizamiento de materiales, favoreciendo a veces la colonización vegetal.

Las mallas surgen como una alternativa a los métodos tradicionales en algunos casos. Entre las ventajas que se pueden obtener de la utilización de este tipo de soluciones se pueden destacar que no requieren espacio para su instalación, no generan riesgos potenciales de caída de materiales.

CAPÍTULO 4 – EXPERIENCIAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

4.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se presentan algunas experiencias, relacionados a las propuestas de solución en taludes inestables, conformados por suelos residuales; aunque de la información encontrada no hay ninguna relacionada a suelos residuales desarrollados en climas templados, que son los que forman parte del estudio de esta tesis, sino a los desarrollados en climas tropicales.

Pero la experiencia, en estos suelos, nos permite empezar a partir de ese camino ya recorrido, y nos permite identificar las problemáticas, y las soluciones propuestas en cada caso. Las obras aquí propuestas se desarrollan en la selva peruana, y en Rio de Janeiro – Brasil.

4.2 CARRETERA HUÁNUCO – PUCALLPA

4.2.1 Generalidades del proyecto

La carretera Huánuco a Pucallpa, en el tramo de Neshuya a Pucallpa, L= 58.8 Km., se ubica en el departamento de Ucayali, provincia de Coronel Portillo y Padre Abad. Se emplaza en la selva baja, donde la humedad relativa promedio es de 84.4%, temperatura promedio de 25°C, y la precipitación anual de 2800 mm/año, lo cual caracteriza este tramo por su clima tropical, cálido, húmedo, y lluvioso, favoreciendo al desarrollo de vegetación exuberante.

4.2.2 Problemática presentada

En el tramo de Neshuya a Pucallpa, de la progresiva 12+000 a 31+000, L= 19 Km., la carretera tiene como suelo de fundación a materiales provenientes de la Formación Ucayali (NQ-u), las geoformas están compuestas por suelos arcillo arenosos provenientes de la meteorización de las rocas de la Formación Ucayali (NQ-u), la coloración de los estratos varía de un lugar a otro variando de gris a marrón inclusive a marrón amarillento, sobre los cuales se realizó cortes en una altura promedio de 20 metros, con talud V: H – 1:1.

4.2.3 Soluciones implementadas en obra

Para superar la inestabilidad de los taludes de corte, se modificó la geometría, diseñándose banquetas a 7 metros de altura y de 3 metros de ancho en cada una, los taludes se reperfilaron V: H – 1:1.5, implementándose un canal de

coronación, de concreto, en la cabecera del talud de sección triangular de 0.5 metros de ancho y 0.35 metros de profundidad.

4.3 CARRETERA TOCACHE – JUANJUI

4.3.1 Generalidades del proyecto

La carretera Tocache a Juanjui, en el tramo de Campanilla a Juanjui, L=43.4 Km., se ubica en el departamento de San Martín, en los distritos de Juanjui y Campanilla. Se emplaza en la selva baja, con clima tropical, cálido, húmedo y lluvioso.

4.3.2 Problemática presentada

En el tramo de Campanilla a Juanjui, en toda la zona, se identificaron taludes inestables, y deslizamientos asociados a la Formación Juanjui de roca limoarcillítica alteradas hasta formar suelos residuales, por lo cual urgía el reperfilado de taludes, debido a que los cortes realizados superan los 15 metros, sin una pendiente de talud definida, variando de V: H – 1:0.5 a 1:1.

4.3.3 Soluciones implementadas en obra

Para superar la inestabilidad de los taludes de corte, se realizó el retiro de los materiales inestables, y se reperfiló el talud tendiéndolo de V: H – 1:1.5 a 1:2. En cortes de alturas mayores a 10 metros, se realizó banquetas a 7 metros de altura, con anchos de 3 metros y 2% de inclinación hacia adentro, así como proyectar cunetas de coronación revestidas, de 0.5 metros de ancho y 0.3 metros de profundidad.

4.4 YACIMIENTO PAVAYACU – LOTE 8 – PLATAFORMA 130

4.4.1 Generalidades del proyecto

La Plataforma 130, se ubica en la región Loreto, al Este del río Corrientes, de topografía semiaccidentada, zona baja rodeada de colinas en la llanura amazónica. Las características meteorológicas que presenta esta zona corresponden al bosque muy húmedo, la temperatura promedio es de 28°C, la variación de temperatura es mínima del rango de 3°C, la precipitación promedio anual en la zona es de 2820 mm/año, lo cual caracteriza esta zona como clima premontano tropical.

4.4.2 Problemática presentada

La construcción de la Central de Generación Eléctrica 130, en la parte superior de la Plataforma 130, y la Construcción de la Plataforma 130 con varios pozos de extracción de petróleo en actual producción, han causado deforestación en ambas zonas, originando la formación de cárcavas en los taludes, estos suelos erosionables son suelos residuales provenientes de la meteorización de limolitas de la Formación Sayaraquillo.

El mecanismo de falla del talud, se puede explicar de la siguiente manera: cuando llueve el agua trata de penetrar al suelo humedeciéndolo, y creando una capa delgada de saturación, después se forma recién la escorrentía.

Los suelos típicos que conforman el talud investigado presentan contenidos de humedad comprendidos entre 18.95% hasta 56.29%, peso unitario natural comprendido entre 1.7 gr/cm³ hasta 1.9 gr/cm³, y límites de consistencia, en este caso límite líquido que varía entre 34.4% hasta 44.8% para índices plásticos variables entre 8.1% a 17.7%.

4.4.3 Soluciones implementadas en obra

Se analizó la estabilidad física del talud, identificándose que el principal problema es la erosión de los materiales conformantes del talud, por efecto de las lluvias intensas que ahí se desarrollan, por tanto la estabilización del talud, radica más en la implementación de sistemas de protección.

En el pie del talud, se construyó un soporte conformado por sacos de polipropileno rellenos de mortero, bolsacreto – cemento arena en relación 1:8, considerándose en la parte superior una estructura similar para soportar la berma superior de coronación. El talud tiene pendiente V: H – 1:2, con una berma central de 3.20 metros de ancho con inclinación hacia adentro al cuneta que drena libremente. La bioprotección de la superficie del talud está basada en grama del lugar, de nombre Torourco, sembrada sobre una capa adecuadamente preparada, y abonada para cultivo.



Figura 4.1. – Elevación de talud erosionado, Central eléctrica y locación

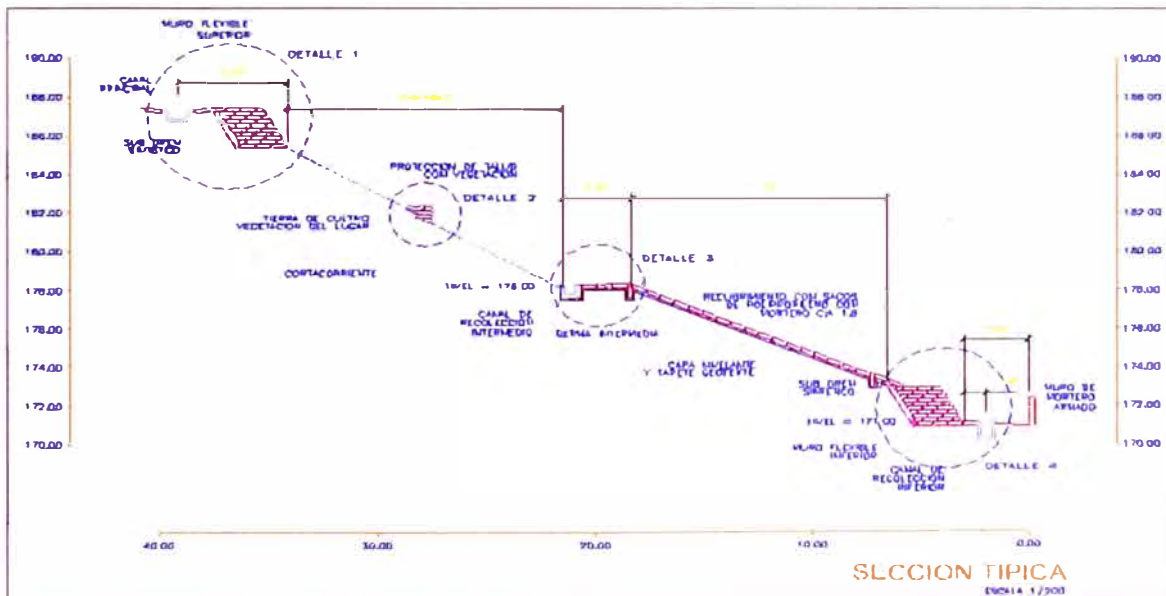


Figura 4.2. – Sección típica estabilizada contra la erosión

4.5 EXCAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO RESIDENCIAL

4.5.1 Generalidades del proyecto

El proyecto se ubica en la ciudad de Niteroi, Rio de Janeiro – Brasil, en la playa de Boa Viagem, en el Morro del Palacio. Las características climatológicas son de altos porcentajes de humedad, temperatura promedio de 30°C, y precipitación promedio anual de 3000 mm/año.

4.5.2 Problemática presentada

El área tiene geología marcada por las rocas como son granada-biotita gneise, y gneise calcisilicatico, la zona de excavación presenta un marcado perfil de

meteorización, de las rocas madres antes mencionadas, que por la pendiente de los cortes necesarios para la construcción de la edificación esos taludes sin refuerzo eran muy inestables, y ponían en riesgo tanto el proyecto y principalmente la vida de los trabajadores.

4.5.3 Soluciones implementadas en obra

La excavación de gran dimensión fue ejecutada según los procedimientos de las normas vigentes en Brasil, el desarrollo del proyecto y la ejecución de la obra fueron realizados por la empresa SEEL – Servicios Especiales de Ingeniería Ltda. La estabilización del corte fue ejecutado con Soil Nailing y Shotcrete en los dos taludes inferiores, con inclinaciones de 60° y 85°, y las alturas son de 14 y 10 metros. En los taludes intermedios, las alturas varían entre 8 a 14 metros con inclinaciones entre 45° a 85°. Los taludes superiores, con inclinaciones de 45° a 60° y 8 metros de altura, fueron revestidos con vegetación, biomanta, para la protección contra la erosión.

La excavación fue realizada por retroexcavadoras, un total de 20000 m³ de material excavado, a lo largo de toda la obra. Y el material excavado fue eliminado con volquetes de 12 m³ a las afueras de la ciudad de Niteroi.

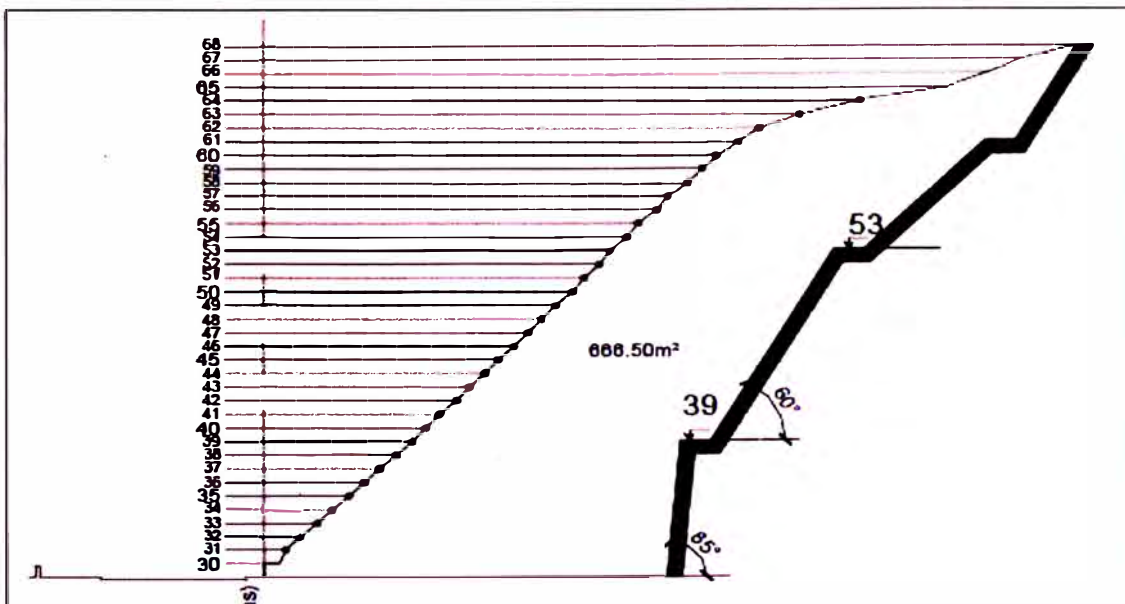


Figura 4.3. – Sección típica de corte, secciones inicial y final.

➤ **Vía terrestre**

1. Lima – Arequipa – Puente Chuquichahuana – Acomayo 24 horas
2. Lima – Abancay – Cusco – Acomayo 22 horas

De la ciudad de Cusco a Acomayo solamente se puede tomar la vía terrestre, aproximadamente 3 horas de viaje, en medios de transporte convencionales como Buses ó colectivos.

De Cusco a Acomayo, la carretera se encuentra a la actualidad, completamente asfaltada, facilitando el acceso de cualquier vehículo. Del distrito de Acomayo a pie se llega a la zona de estudio en cuarenta minutos, de relativo fácil acceso.

5.2 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS

En el distrito de Acomayo, se encuentra una estación meteorológica del SENHAMI, en la cual se realizan medidas de temperatura y precipitaciones, la cual se encuentra ubicada, en las instalaciones del Instituto Superior Pedagógico de Acomayo. En esta estación se dispone de datos físicos de los últimos once años de registros de temperatura, 1998 – 2008; y de los últimos seis años de registros de precipitaciones, 2003 – 2008.

Como en toda la región andina del Perú, la altitud es el factor más notable del clima¹, el distrito de Acomayo tiene la altitud promedio de 3207 m.s.n.m., y registra una temperatura máxima de 22°C, a diferencia de su vecina Paucartambo que tiene altitud promedio de 2906 m.s.n.m., que pese a su menor altitud tiene como temperatura máxima de 19°C, una diferencia de 3°C que se debe a la condición de valle estrecho de Acomayo, en forma de "V", lo cual genera el microclima diferente a otras localidades de igual o menor altitud.

El clima de Acomayo, corresponde a *templado de verano suave - Cwb*, según la clasificación climática de Köppen-Geiger. El clima de Acomayo, tiene las estaciones muy bien marcadas, de Mayo a Septiembre son los meses con menores precipitaciones y de mayor frío, de Octubre a Diciembre se tiene las temperaturas medias más elevadas, y de Diciembre a Marzo es el cuatrimestre más lluvioso, se puede afirmar que se tiene estación lluviosa marcada y regular.

De la Figura 1.2, de la presente tesis, la naturaleza de la meteorización debida al clima es de moderada meteorización química. Véase Figura 5.5.

¹ Solís, V. R. "Aqomayu", Cusco, 2002, pág. 20



Figura 5.2. – Sección transversal del Valle del río Acomayo

Cuadro 5.1.- Pisos climáticos altitudinales en el sur del Perú ²

| Piso climático | | Altitud (m.s.n.m.) | Temperatura (T.M.A.) |
|--------------------------------|------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Templado o <i>queswa</i> | | 2000 – 3300 | 18°C – 10°C |
| Transición | | 3300 – 3700 | 10°C – 8°C |
| Frio | <i>Puna baja</i> | 3700 – 4000 | 8°C – 6°C |
| | <i>Puna alta</i> | 4000 – 4500 | 6°C – 3°C |
| Polar de altura o <i>r'iti</i> | | 4500 a más | 3°C a menos |

Cuadro 5.2.- Temperatura y precipitaciones de Acomayo ³

| Mes | Temp. Máx. °C | Temp. Min. °C | Temp. Med. °C | Precipitaciones (mm) |
|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| <i>Enero</i> | 19.5 | 7.2 | 13.5 | 168.1 |
| <i>Febrero</i> | 19.4 | 7.5 | 13.3 | 127.4 |
| <i>Marzo</i> | 19.7 | 6.6 | 13.2 | 149.3 |
| <i>Abril</i> | 20.5 | 5.0 | 12.9 | 56.8 |
| <i>Mayo</i> | 20.8 | 2.3 | 12.1 | 7.9 |
| <i>Junio</i> | 20.1 | 0.4 | 11.0 | 1.5 |
| <i>Julio</i> | 20.0 | 0.4 | 10.6 | 5.5 |
| <i>Agosto</i> | 20.9 | 2.5 | 12.3 | 12.7 |
| <i>Septiembre</i> | 21.4 | 5.2 | 13.8 | 27.7 |
| <i>Octubre</i> | 22.1 | 6.3 | 14.8 | 64.6 |
| <i>Noviembre</i> | 22.2 | 6.9 | 14.8 | 91.7 |
| <i>Diciembre</i> | 20.4 | 7.3 | 15.2 | 131.2 |
| Clima de Acomayo | 20.6 | 4.8 | 13.1 | 844.4 |

² Solís, V. R. “**Aqomayu**”, Cusco, 2002, pág. 20

³ Fuente: SENHAMI Acomayo, registro de temperatura de once años; precipitaciones de seis años.

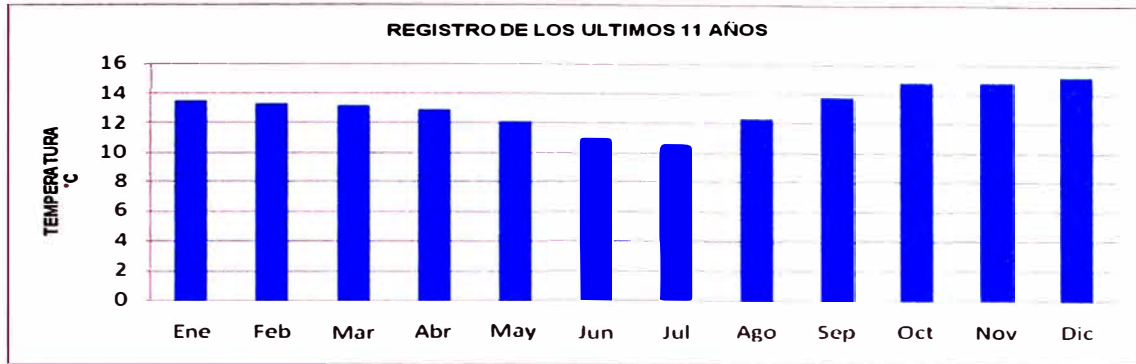


Figura 5.3. – Temperatura promedio mensual de la provincia de Acomayo

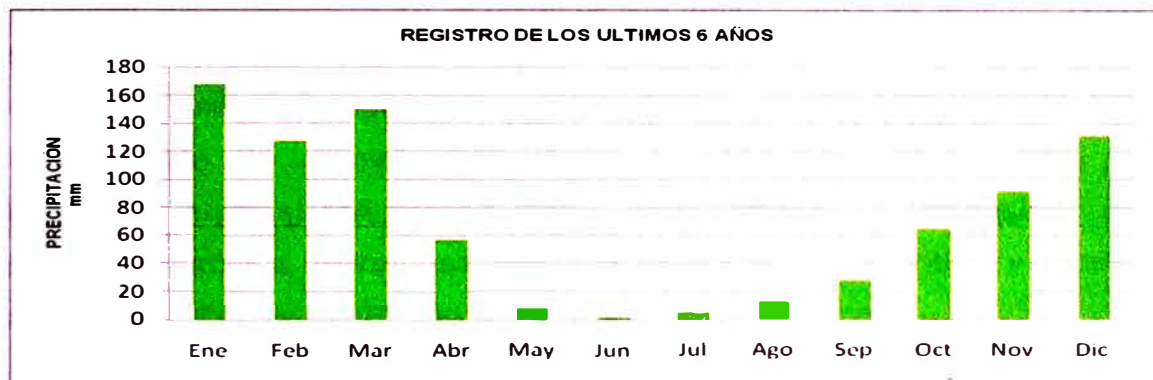


Figura 5.4. – Precipitación promedio mensual de la provincia de Acomayo.

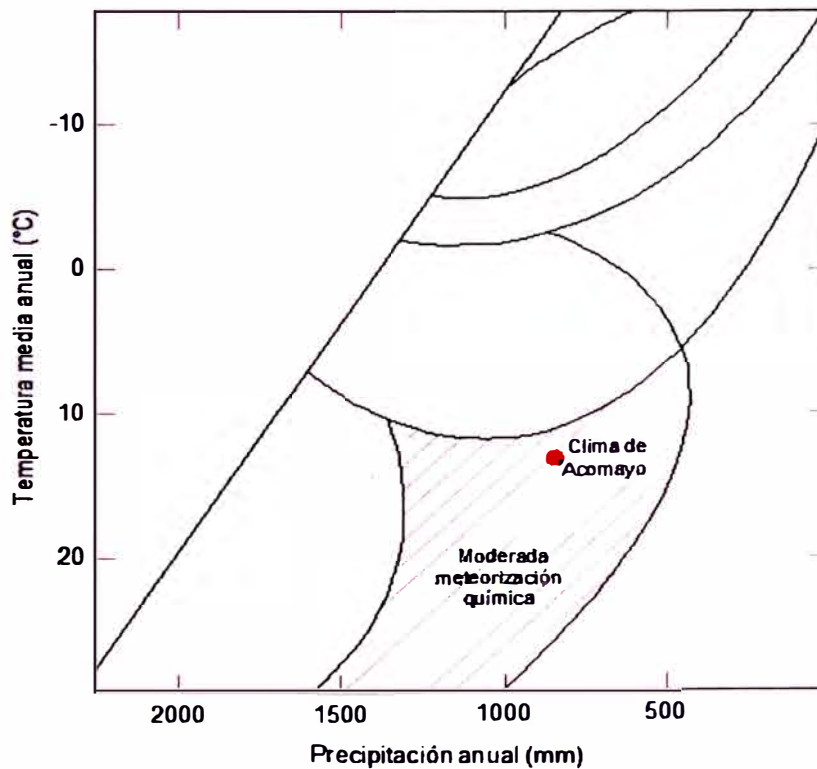


Figura 5.5. – Naturaleza de meteorización de la zona de estudio.

5.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS – GEOMORFOLÓGICOS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se presenta las características geológicas y geomorfológicas más relevantes de la zona de estudio. Son descritos los aspectos a escala regional y local, teniendo en cuenta los potenciales condicionantes de la estabilidad de los taludes.

5.3.1 Geología local

Los suelos residuales de la zona de estudio, provienen de la meteorización de la roca madre, conformado por las brechas sedimentarias del Grupo Puno, Formación Coñamuro (P-Pu). El rango crono-estratigráfico de estas brechas es durante la Era Cenozoica, Periodo Terciario; los clastos conformantes de las brechas son muy heterogéneos, y escasamente clasificados, lo cual presume que la fuente de aprovisionamiento es muy próxima, los clastos están encajonados entre sí con escasa matriz, arena limosa. La composición de los clastos es cuarcítica, areniscosa, calcárea, diorítica, granodiorítica, y andesítica; cuya procedencia⁴ es del Plutón de Acomayo y Pomacanchi.

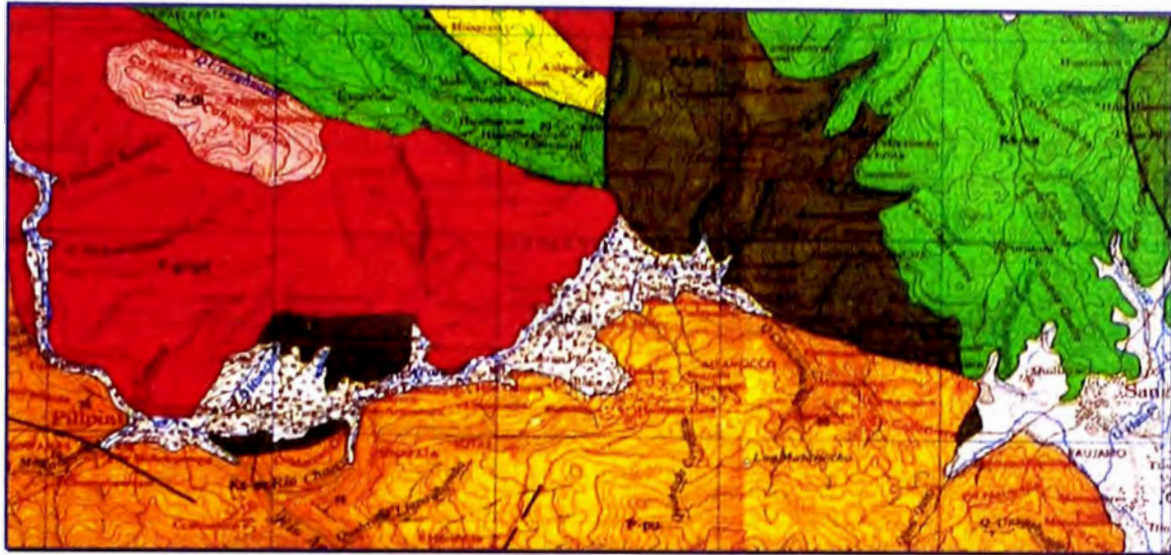
Al pie del talud se tiene depósitos de materiales aluviales, cuaternarios (Qh-al).

5.3.2 Geomorfología

El Valle del río Acomayo, tiene dirección S64°W, la pendiente de los cerros de la margen derecha del río difieren considerablemente de las de la izquierda, profundidad de los suelos fértiles y la vegetación. El cerro Huatamarca ubicado en la margen derecha del valle tiene pendiente de 47°±9°, la cubierta vegetal radica en arboles de eucalipto, mientras que la ladera izquierda al pie del cerro Kenter la pendiente es de 26°±8°, esta zona está destinado a tierras de cultivo de los pobladores de Acomayo, y en la parte alta el cerro Kenter mismo la pendiente es de 40°±9°.

Los procesos geomorfológicos actualmente, están dominados por el río Acomayo, y los procesos de escorrentía, los cuales generan movimientos de masa. La vegetación presente en la zona consiste en árboles, arbustos, y hierbas. Siendo el molle, retama, eucalipto, maguey, llauillillay, y el pasto natural kikuyo.

⁴ Mendivil, S., Dávila, D. "Geología de los cuadrángulos de Cuzco y Livitaca", Boletín N° 52, Lima: INGEMMET, Lima, 1994.



Legenda:

Depósitos aluviales (Qh-al): Se encuentran preferencialmente en los lugares más o menos planos (circunscritos por lomadas o cadenas de montañas).

Plutón de Acomayo (P-gr/gd): Se encuentra preferencialmente al oeste del pueblo de Acomayo, en el cerro Huaynapata.

Grupo Puno (P-pu): Se encuentran al sur este del pueblo de Acomayo, en el cerro Kenter, y en la zona de estudio.

Formación Acomayo (Ks-ac): Cuyo afloramiento se observa al este del pueblo de Acomayo, en el cerro Huatamarca.

Formación Sangarará (Ks-sa): Su morfología se caracteriza por colinas suaves de aspecto irregular debido a las calizas.

Figura 5.6. – Mapa geológico de Acomayo⁵

5.3.3 Geología regional

A. Litoestratigrafía

Las rocas aflorantes se han agrupado en unidades litoestratigráficas, a fin de tener una idea regional de la disposición de las rocas.

a. Grupo Moho

El conjunto de sedimentarias con litología muy variada y con estructura muy complicada y caótica. Los afloramientos predominan en Acomayo hacia Colcha, cerro Huatamarca, y hacia Sangarará continuando hacia la laguna de Pomacocha, estos afloramientos constituyen los lugares más conspicuos y representativos del Grupo Moho.

Teniendo en cuenta, principalmente la litología, asociación litológica, morfología, y estructura se pueden diferenciar tres formaciones; Acomayo, Sangarará, y Puquín.

⁵ INGEMMET. "Mapa geológico del cuadrángulo de Cuzco". Hoja 28 S, Edición 1, Lima, 1994.

- **Formación Acomayo (Ks-ac)**

Son secuencias de limolitas, lutitas, arcillitas con tonalidades rojizas, yeso y areniscas tabulares de grano fino a medio, estratigráficamente constituye la unidad basal del grupo Moho, se observa afloramientos en Acomayo, Acos, y en ambos márgenes del río Yaurisque.

Morfológicamente, se caracteriza por la abundancia de deslizamientos, chorreras, flujos de lodo, etc., con geoformas redondeadas sin cambios rápidos de la pendiente pero con incremento continuo; el abundante suelo que genera no permite observar la estratificación de forma constante.

Por sus características, esta unidad representaría un episodio lagunar que progresivamente era invadido por la transgresión marina de carácter oscilante. Su espesor se ha estimado en 500 metros.

Al no encontrar fósiles dentro de la formación Acomayo, se asume que se depositó durante el Albiano-Cenomaniano (Era Mesozoico, Periodo Cretácico).



Figura 5.7. – Cerro Huatamarca conformante de la Formación Acomayo (Ks-ac)

- **Formación Sangarará (Ks-sa)**

Son secuencias clásticas con facies carbonatadas distribuidas caótica y aisladamente, su más conspicuo afloramiento se ubica al norte del pueblo de Sangarará. Esta unidad también ocurre al norte del Cusco en los alrededores de Sacsayhuamán por Paccaritambo, al este de Colcha, al norte de la laguna de Pomacanchi.

Su morfología se caracteriza por colinas suaves de aspecto irregular debido a las calizas, las que destacan formando elementos caprichosamente replegados que han adoptado posiciones y orientación desordenada; resultando como escarpas,

farallones, protuberancias o repisas, dando una apariencia impresionante a simple vista.

Las rocas que forman esta unidad son limolitas y arcilitas rojas, calizas grises de grano fino, calizas areniscosas gris clara de grano fino. Esta secuencia calcárea se encuentra bioturbada y con presencia de estromatolitos.

Sus relaciones estratigráficas están dadas por sobreyacer concordantemente a la Formación Acomayo e infrayecer en igual posición a la formación Puquín.

El rango crono-estratigráfico de la Formación Sangarará es durante el Cenomaniano-Turoniano (Era Mesozoico, Periodo cretácico).

b. Grupo Puno

Se considera como la prolongación lateral del Grupo Puno de la localidad típica. Las variaciones litológicas y texturales de esta unidad de ambiente continental son notables de un lugar a otro y puede ser el resultado de una depositación en cuencas intramontañosas separadas o parcialmente conectadas, sometidas a la influencia de diferentes conexiones, medios, y tipos de transporte, diversidades de las rocas madre y de los procesos de sedimentación. Esto también sería la razón por la cual sus afloramientos se presentan con solución de continuidad, aparte de los casos donde realmente sea la consecuencia de fenómenos de remoción.

Otro de los factores que han incidido en las características texturales y estructurales de las rocas es la frecuente y notable inestabilidad de la cuenca, corroborado por una alternancia y cambios climáticos muy marcados.

La naturaleza indicada de este grupo, no permite conocer su verdadero grosor, por ello solamente en forma estimada se presume que sea del orden de los 3000 a 5000 metros, debiendo tener presente que no existe una exposición de la unidad completa, y resulta inapropiado agregar los grosores parciales que representan variaciones laterales.

El Grupo Puno en el área de Cusco, ha sido dividido en cuatro formaciones: Santa Ana, Pirque, Coñamuro, y Yanacocha.

- **Formación Coñamuro (P-pu)**

El conjunto litológico individualizado con esta denominación, forma parte del Grupo Puno. La morfología de esta unidad ofrece un paisaje muy característico

por acción hidráulica como eólica, debido a lo cual tiene configuraciones muy variadas y caprichosas, resaltando entre ellas las que semejan anfiteatros.

Estas brechas tienen coloración mayormente beige grisácea, pero por tramos se presenta gris, amarillenta o algo verdosa.

Estas brechas son muy heterogéneas, y escasamente clasificadas, de la textura y morfología de los clastos indica una fuente de aprovisionamiento muy próxima, sin mayor selección evidente, tiene matriz areno limosa, con elementos que varían de subanguloso a anguloso. Presenta estratificación gruesa y poco marcada. La composición de los clastos es cuarcítica, areniscosa, calcárea, diorítica, granodiorítica, y andesítica.

El rango crono-estratigráfico de la Formación Coñamuro es durante la Era Cenozoica, Periodo terciario, Época Oligoceno.



Figura 5.8. – Cerro Kenter conformante del grupo Puno (P-pu).

B. Plutón de Acomayo

Esencialmente este cuerpo plutónico puede ser clasificado como granodiorítico-tonalítico, por ser esta la composición preponderante, pero existen lugares

donde hay marcados cambios graduales hacia una mayor acidez. Macroscópicamente las rocas son leucocratas y son abundantes concentraciones de los minerales máficos en algunas partes, que destacan por su oscuridad. También en algunos lugares destacan las enclavas dioríticas con tamaños muy variables que puedan llegar hasta más de un metro. Una composición representativa de las facies más abundantes se ha clasificado como granodiorita leucócrata, de grano grueso, cuyos minerales observados son plagioclasas, ortosa, cuarzo, hornblenda y biotita en orden de abundancia. También existen magnetita y por alteración clorita y epidota. Sus texturas son faneríticas isotrópicas.

Esta unidad ígnea es de dimensiones plutónicas de cuerpo alargado cuyos ejes mayores tienen una orientación similar al eje andino. Estructuralmente, ofrece diversos aspectos locales, destacándose entre ellos la disyunción esferoidal de tipo catafilar, por la que los bloques llegan a estar unos frente a otros y en tal cantidad que de lejos semejan rodados apiñados.

Al no contarse con dataciones numéricas, por las relaciones de campo se le asigna la edad Cretáceo superior – Paleógeno.



Figura 5.9. – Cerro Huaynapata conformante del Plutón de Acomayo (P-gr)

5.4 SISMICIDAD

Acomayo se encuentra ubicado al Sur-Este del Perú, por lo cual, para la presente tesis se documenta los resultados de la revisión y el análisis de la información referente a la actividad sísmica en la región Sur del Perú, específicamente en la zona de Estudio, ubicado en la provincia de Acomayo, departamento de Cusco.

La región Sur del Perú presenta una alta actividad sísmica, debido principalmente a la zona de interacción de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana, donde existen evidencias históricas de la ocurrencia de grandes eventos sísmicos, siendo el más importante el ocurrido en la región de Arequipa el 23 de Junio del 2001, que registró una magnitud de 8.4 Mw.

Los sismos más importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce son ⁶:

- Sismo de 1581: Terremoto que produjo el hundimiento del pueblo de Yanaoca. Intensidad IX (MMI) en Yanaoca, Cusco.
- Sismo del 24 de noviembre de 1604, ocurrido a la 13:30 horas, en las ciudades de Arequipa, Moquegua, y Tacna se sintieron intensidades de VII MM y VI MM, también se reportaron daños en Cusco e Ica (Silgado, 1985).
- Sismo del 21 de Mayo de 1950 a las 13:38 horas, terremoto en la ciudad del Cusco, que dañó en más de 50% sus edificios y viviendas. Perecieron alrededor de 120 personas. Después del terremoto en el lado sur del valle al SE del pueblo de San Sebastián se observó en una longitud de 5 Km una zona de extensa fisuración. Los deslizamientos fueron de magnitud reducida. Intensidades: Cusco VIII, San Sebastián VII, Paruro V.
- Sismo del 13 de Enero de 1960 a las 10:40 horas, terremoto en Arequipa. Intensidad en Cusco fue IV.
- Sismo del 3 de Junio de 1980, fuerte temblor en el Cusco. Intensidad V-VI en Limatambo, en Urubamba, Pisac, y Cusco IV.
- Sismo del 5 de Abril de 1986 a las 15:14 horas, ocurrió un sismo fuerte que sacudió la ciudad del Cusco, y alrededores originando daños medianamente graves, especialmente en las edificaciones de la ciudad. El hipocentro tuvo

⁶ XSTRATA Tintaya S.A. "Estudio de Peligro Sísmico – Proyecto Antapaccay", Cusco, 2008.

lugar dentro del área de fallas activas conocidos como sistema de fallamiento de Tambomachay. Se sintió con intensidad VI – VIII (MMI).

- El sismo del 23 de Junio este evento fue sentido en el centro y sur del Perú, y norte de Chile. Tuvo una magnitud de 8.4 Mw. Las intensidades máximas fueron de VII y VIII (MM) sobre un área que incluye las localidades de Ocoña, Camaná, Mollendo, Chala, Caravelí, Arequipa, Moquegua y Tacna. Este terremoto dio origen a un tsunami que afectó la localidad de Camaná con olas de 4 a 7 metros de altura, llegando a ingresar a más de un kilómetro de distancia tierra adentro, causando muerte y destrucción. El mecanismo de falla de este sismo indica que el plano de ruptura tuvo una longitud de 400 km y un ancho de 100 km, involucrando el segmento del litoral comprendido entre Atico e Ilo, que conformaba parte del gap sísmico que se generó luego de la ocurrencia del sismo de 1868 en esta región Sur del Perú. Un registro del movimiento sísmico obtenido en la Estación Vizcarra (MOQ 1) de la Red Acelerográfica del CISMID, localizada a 90 km del litoral y a 76.5 km. del plano de ruptura, alcanzó valores pico de aceleración de 0.3g en la componente EW y 0.22 g en la componente NS.

De acuerdo a la historia sísmica de la región de estudio, se concluye que en los últimos 400 años han ocurrido sismos con intensidades de hasta IX MMI en el poblado de Yanaoca, cercano a la provincia de Acomayo.

Para el coeficiente sísmico, a ser usado en el diseño sísmico pseudoestático, se utilizó la recomendación de Hynes-Griffin y Franklin (50% de la aceleración pico del terreno), la aceleración pico del terreno de 0.34g para la zona de estudio, esta aceleración se determinó a partir del Mapa de Isoaceleraciones para 50 años de vida útil con nivel de excedencia de 10%, para un periodo de retorno de 475 años, dicho mapa fue propuesto por Jorge Alva y Jorge Castillo⁷, para el Perú. Por lo cual el coeficiente sísmico $K_h=0.17g$, será el que se utilice en el análisis pseudoestático.

5.5 CARACTERIZACION DE LOS SUELOS

Para el desarrollo del presente trabajo, se escogió un perfil de meteorización, conformado por suelo residual maduro y joven de 15 metros de altura en promedio. El perfil tuvo origen en roca brecha sedimentaria del cual fueron

⁷ Alva, J., Castillo, J. *“Peligro sísmico en el Perú”*, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993.

extraídos muestras con dos niveles de alteración. De las observaciones de campo, se identificó que la estructura de la brecha sedimentaria es masiva. Como será presentado más adelante el perfil de meteorización expuesto en superficie tiene zonas con tres grados de meteorización. En el presente trabajo se estudiará, el comportamiento de las dos primeras zonas de meteorización conformadas por suelo residual maduro (IA-IB), y suelo residual joven (IC); por lo cual para caracterizarlos adecuadamente estos materiales conformantes de los taludes, y de esa forma definir parámetros de muy buena calidad, con la finalidad de reproducir de la manera más confiable el análisis de estabilidad de los taludes, el cual es uno de los objetivos específicos, se planificó los trabajos de campo, laboratorio, permanente trabajo en gabinete.

Los trabajos de campo se intercalaron con los de gabinete, más que todo relacionados a la recopilación bibliográfica relacionada al tema, y evaluando los trabajos realizados, así como proyectando permanentemente las futuras actividades a realizar para poder cumplir los objetivos; los trabajos de campo constaron de tres visitas, con una duración promedio de una semana cada una, permitiendo esto recorrer toda la longitud de la zona de estudio. La cantidad de ensayos, y profundidad de sondajes fue definida a partir de las observaciones de campo, y de las limitaciones propias de la economía y facilidad de transporte; ya que este trabajo fue realizado con recursos propios.

5.5.1 Exploración de campo

Los trabajos de campo fueron organizados de tal forma que pudimos identificar los distintos factores con mayor probabilidad de desencadenar deslizamientos; a la vez que planteamos las posibles soluciones, tanto para las condiciones actuales, como para los futuros proyectos que se desarrollen en dichos taludes.

Cuadro 5.3.- Cronología de las actividades realizadas en campo

| <i>Fecha inicio</i> | <i>Duración</i> | <i>Actividades realizadas</i> | |
|---------------------|-----------------|--|--|
| <i>20/08/2009</i> | <i>10 días</i> | <i>Levantamiento topográfico de la zona de estudio. Planificación de ensayos de campo a realizar.</i> | <i>Identificación de los posibles factores detonantes de deslizamientos. Así como planteo de posibles soluciones a implementar en la zona de estudio.</i> |
| <i>08/11/2009</i> | <i>9 días</i> | <i>Realización de calicatas. Caracterización de calicatas, y trincheras. Realización de ensayos de campo. Planificación de ensayos de laboratorio a realizar.</i> | |
| <i>28/03/2010</i> | <i>6 días</i> | <i>Verificación del comportamiento de los taludes, en plena época de lluvias. Reconocimiento de campo, de la totalidad del trazo del canal para irrigación Acomayo-Acos.</i> | |

Cuadro 5.4.- Posibles factores detonantes de deslizamientos

| <i>Acción</i> | <i>Factores</i> | <i>Fenómenos naturales / antrópicos</i> |
|---------------------------------|--|--|
| <i>Aumento de sollicitación</i> | <i>Remoción</i> | <i>Erosión de material de base del talud por el río Acomayo. Susceptibilidad a erosión, de los materiales de corte.</i> |
| | <i>Sobrecarga</i> | <i>Carga debido al tráfico vehicular, tras un posible paso del trazo de la carretera Acomayo – Pillpinto.</i> |
| | <i>Solicitaciones dinámicas</i> | <i>Sismos. Deslizamientos en el cerro Huatamarca. Explosiones debido a voladuras, al momento de realizar corte para el movimiento de tierras.</i> |
| | <i>Características inherentes al material</i> | <i>Saturación de los materiales, debido a la infiltración de las aguas provenientes de la lluvia, lo cual produce sobrecarga por saturación de los materiales.</i> |
| <i>Reducción de resistencia</i> | <i>Cambio de factores variables</i> | <i>Meteorización que da génesis a los suelos residuales, por ende reducción de la fricción.</i> |
| <i>Otras causas</i> | <i>Desconocimiento del manejo de estos suelos por parte de los profesionales encargados.</i> | <i>Pendientes de corte inadecuados, muchas veces susceptibles a procesos erosivos. Procesos constructivos inadecuados, como uso de explosivos para la remoción de los materiales. No implementación de sistemas de protección.</i> |

De las calicatas realizadas, se extrajeron un total de siete muestras, y dos muestras inalteradas de dimensiones cúbicas, de lado 0.30 metros, siendo su peso incluyendo las cajas de madera y la parafina alrededor de 60 Kg. En las muestras superficiales se tuvo relativa dificultad en la extracción de las muestras, debido a la presencia de raíces. Las muestras alteradas fueron de aproximadamente 15 Kg. cada una. Los pesos muestreados fueron suficientes para la realización de los ensayos.

La distribución espacial de los sondeos está indicada en el Plano 03 del Anexo A (Planos). Las mismas que fueron distribuidas en campo para tener una mejor representatividad.

Se realizaron los ensayos de acuerdo a las recomendaciones de la American Society of Testing and Materials (ASTM), y las Normas Técnicas de Edificaciones (E.050), y demás experiencia propia.

Se han realizado los siguientes ensayos de campo:

- Densidad mediante el cono y la arena ASTM D-1556
- Penetración Dinámica Ligera - DPL E.050 (DIN 4094)

En los cuadros y figuras siguientes se presentan los principales resultados, propios de los ensayos de campo.

Cuadro 5.5.- Resultados de los ensayos de densidad de campo

| Calicata | Profundidad (m) | Densidad húmeda (gr/cm ³) | Densidad seca (gr/cm ³) |
|----------|-----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| C-1 | 0.00 - 0.50 | 1.98 | 1.90 |
| C-2 | 0.00 - 0.50 | 2.07 | 2.01 |

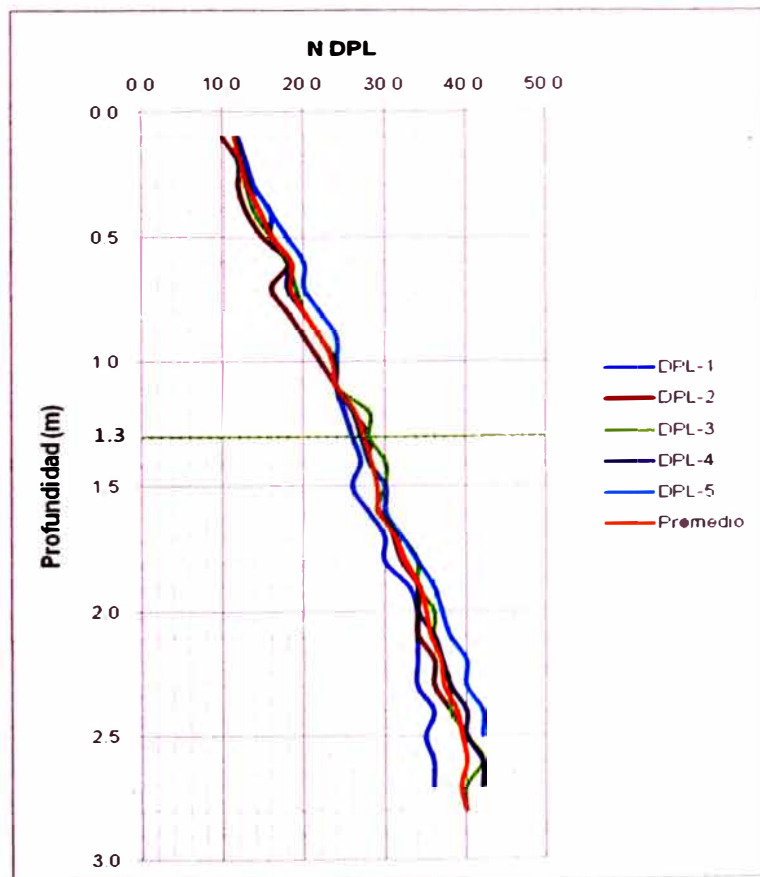


Figura 5.10. – Sondeos de penetración dinámica ligera - DPL

Cuadro 5.6.- Resultados de los sondeos de Penetración Dinámica Ligera

| DPL | Profund. (m) | $N_{SPT}^{8,9}$ | Ángulo de rozamiento interno ϕ (°) | | |
|-------|--------------|-----------------|---|---------------|--|
| | | | Peck (1953) | Oshaki (1970) | Asociación Japonesa de Carreteras (1990) |
| DPL-1 | 0.00 - 0.50 | 14 | 29.0 | 31.7 | 29.5 |
| | 0.50 - 1.00 | 20 | 29.4 | 35.0 | 32.3 |
| | 1.00 - 1.50 | 26 | 29.8 | 37.8 | 34.7 |
| | 1.50 - 2.00 | 31 | 30.0 | 39.9 | 36.6 |
| | 2.00 - 2.50 | 35 | 30.2 | 41.5 | 37.9 |
| | 2.50 - 2.70 | 36 | 30.3 | 41.8 | 38.2 |
| DPL-2 | 0.00 - 0.50 | 12 | 28.9 | 30.5 | 28.4 |
| | 0.50 - 1.00 | 19 | 29.4 | 34.5 | 31.9 |
| | 1.00 - 1.50 | 27 | 29.8 | 38.2 | 35.1 |
| | 1.50 - 2.00 | 32 | 30.1 | 40.3 | 36.9 |
| | 2.00 - 2.50 | 37 | 30.3 | 42.2 | 38.6 |
| DPL-3 | 0.00 - 0.50 | 13 | 29.0 | 31.1 | 29.0 |
| | 0.50 - 1.00 | 21 | 29.5 | 35.5 | 32.7 |
| | 1.00 - 1.30 | 27 | 29.8 | 38.2 | 35.1 |
| | 1.30 - 1.80 | 31 | 30.0 | 39.9 | 36.6 |
| | 1.80 - 2.30 | 36 | 30.3 | 41.8 | 38.2 |
| | 2.30 - 2.80 | 40 | 30.5 | 43.3 | 39.5 |
| DPL-4 | 0.00 - 0.50 | 36 | 30.3 | 41.8 | 38.2 |
| | 0.50 - 0.90 | 41 | 30.5 | 43.6 | 39.8 |
| DPL-5 | 0.00 - 0.50 | 14 | 29.0 | 31.7 | 29.5 |
| | 0.50 - 1.00 | 22 | 29.6 | 36.0 | 33.2 |
| | 1.00 - 1.50 | 27 | 29.8 | 38.2 | 35.1 |
| | 1.50 - 2.00 | 34 | 30.2 | 41.1 | 37.6 |
| | 2.00 - 2.50 | 40 | 30.5 | 43.3 | 39.5 |

⁸ El N_{SPT} para las profundidades indicadas, es obtenida teniendo en cuenta lo propuesto por el Ing. **Germán Vivar Romero (2008)**, para las arenas mal graduadas (SP), y arenas limosas (SM) el $N_{DPL} = N_{SPT}$. Los ángulos de fricción interna ϕ' son obtenidos de diferentes propuestas en relación al N_{SPT} cuyas ecuaciones de correlación son presentados en la página 69 de la presente tesis. Con el N_{SPT} inferido a partir del N_{DPL} se obtienen los valores de los ángulos de fricción interna en las distintas profundidades.

Se utiliza esta relación, para tener un mejor aprovechamiento de los datos obtenidos de los ensayos de auscultación con DPL en campo, tanto compacidad relativa como fricción.

⁹ Vivar Romero, G. "Método de ensayo estándar para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero (DPL) de punta cónica", Instituto para el desarrollo de los pavimentos en el Perú (IDPP), Lima, 2008.

Los certificados de los ensayos de campo, son presentados en el Anexo C, (Ensayos de campo).

5.5.2 Ensayos de laboratorio

Se realizaron los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas de los sondeos, tanto de muestras alteradas e inalteradas, estos ensayos permitieron evaluar las propiedades de los suelos mediante ensayos físicos, y químicos.

La ubicación geográfica de las calicatas y trincheras, de las cuales se obtuvo los materiales que se analizaron en el laboratorio, se indica en el Plano 03 del Anexo A (Planos).

Se realizaron los ensayos de acuerdo a las recomendaciones de la American Society of Testing and Materials (ASTM), y las Normas Técnicas Peruanas (NTP).

Se han realizado los siguientes ensayos:

- | | | |
|--------------------------|--------------------------------------|-------------|
| <input type="checkbox"/> | Análisis granulométrico por tamizado | ASTM D-422 |
| <input type="checkbox"/> | Contenido de humedad | ASTM D-2216 |
| <input type="checkbox"/> | Límites de Consistencia | ASTM D-4318 |
| <input type="checkbox"/> | Peso volumétrico | NTP 339.139 |
| <input type="checkbox"/> | Gravedad específica de sólidos | ASTM D-854 |
| <input type="checkbox"/> | Corte directo | ASTM D-3080 |
| <input type="checkbox"/> | Análisis petrográfico microscópico | ASTM D-1889 |
| <input type="checkbox"/> | pH | ASTM D-512 |
| <input type="checkbox"/> | Sulfatos | ASTM D-1293 |
| <input type="checkbox"/> | Sales solubles totales | ASTM D-516 |

En los cuadros siguientes se presentan los principales resultados, propios de los ensayos estándar, como de los ensayos especiales, y análisis químico.

□ **Ensayos Estándar**

Cuadro 5.7.- Resultados de los ensayos de caracterización

| Condición de la muestra | Calicata | Muestra | Prof. (m) | Granulometría (%) | | | Límites (%) | | |
|-------------------------|----------|---------|-------------|-------------------|-------|-------|-------------|-------|-------|
| | | | | Grava | Arena | Finos | L.L. | L.P. | I.P. |
| Alterada | C-1 | M-1 | 0.00 - 1.30 | 25.7 | 46.6 | 27.7 | 32.25 | 22.22 | 10.03 |
| | | M-2 | 1.30 - 2.00 | 48.9 | 34.2 | 16.9 | 26.78 | 19.05 | 7.73 |
| Inalterada | C-2 | M-1 | 0.00 - 1.20 | 36.3 | 44.5 | 19.2 | 27.85 | 20.5 | 7.35 |
| Inalterada | C-3 | M-1 | 0.00 - 1.00 | 25.9 | 46.6 | 27.5 | 31.59 | 20.0 | 11.59 |
| Alterada | | M-2 | 1.00 - 1.80 | 33.3 | 51.4 | 15.3 | 27.43 | 19.05 | 8.38 |
| Alterada | T-1 | M-1 | 0.00 - 1.50 | 26.5 | 47.0 | 26.5 | 31.74 | 20.0 | 11.74 |
| Alterada | T-2 | M-1 | 0.00 - 2.60 | 37.0 | 43.5 | 19.5 | 27.30 | 16.67 | 10.63 |

Cuadro 5.8.- Índices físicos de las muestras inalteradas de suelo

| Condición de la muestra | Calicata | Muestra | Prof. (m) | γ_{nat} (g/cm ³) | G _s | W _{nat} (%) |
|-------------------------|----------|---------|-------------|-------------------------------------|----------------|----------------------|
| Inalterada | C-2 | M-1 | 0.00 - 1.20 | 2.0 | 2.72 | 2.9 |
| Inalterada | C-3 | M-1 | 0.00 - 1.00 | 1.9 | 2.65 | 4.2 |

□ **Ensayos Especiales**

Cuadro 5.9.- Resultados de los ensayos de corte directo

| Calicata | Muestra | Prof. (m) | Corte directo | | Observación |
|----------|---------|-------------|--------------------------|--------|-----------------------------------|
| | | | c' (Kg/cm ²) | Ø' (°) | |
| C-2 | M-1 | 0.00 - 1.20 | 0.03 | 32.0 | Remoldeado (material < tamiz N°4) |
| C-3 | M-1 | 0.00 - 1.00 | 0.16 | 27.9 | Inalterado |
| | | | 0.11 | 29.5 | Remoldeado (material < tamiz N°4) |

Cuadro 5.10.- Resultados del análisis petrográfico de muestra de mano

| Características | | Observaciones |
|----------------------------|-----------------------------|--|
| Naturaleza de la roca | Roca sedimentaria | <p>Se analizaron dos muestras de mano, la muestra M-1, se obtuvo del pie del talud de la zona en estudio, aproximadamente diez metros debajo de la trinchera T-2; la muestra M-2, se obtuvo del pie del talud, aproximadamente a 5 metros debajo de la calicata C-2.</p> <p>En resumen ambas muestras presentan dureza media, la muestra M-1 se rompe al aplicarle 3 a 4 golpes con el martillo de 24 onzas, a diferencia de la muestra M-2 que se rompe al aplicarle de 1 a 2 golpes con el martillo de 24 onzas. Por lo que se puede decir que la muestra M-1 presenta moderada resistencia a la compresión, y la muestra M-2 presenta baja resistencia a la compresión.</p> <p>Ambas muestras tienen presencia de carbonatos en superficie.</p> |
| Color | Marrón a gris | |
| Grado de meteorización | Moderado | |
| Textura | Clástica | |
| Estructura | Masiva | |
| Tamaño de grano | Grueso | |
| Selección y empaquetado | Si presenta (redondeado) | |
| Redondez y esferosidad | Si presenta | |
| Cementación (Tipo) | No presenta | |
| Composición mineralógica | Cuarzo | |
| Reacción al HCl | Si presenta (en superficie) | |
| Clasificación macroscópica | Brecha sedimentaria | |

□ Análisis Químico

Cuadro 5.11.- Resultados del análisis químico

| Calicata | Muestra | Profund. (m) | pH | Cl (ppm) | SO ₄ (ppm) | S.S.T. (ppm) |
|----------|---------|--------------|------|----------|-----------------------|--------------|
| C-1 | M-1 | 0.00 - 1.30 | 7.85 | 7.09 | 1.20 | 70.00 |

En el **Anexo D** se presentan los certificados de los ensayos estándares, especiales, y químicos de los suelos, realizados para la presente tesis.

5.5.3 Retroanálisis

Para la realización del retroanálisis, a partir de un deslizamiento ya existente, se recurrió al uso del análisis según el Método de Equilibrio Límite de Spencer (Spencer, 1967), y el programa computacional Slide V5.0 (Rocscience, 2006), en el cual se aplica el criterio de rotura de Mohr Coulomb. En este caso, recurrimos a la realización del retroanálisis para obtener las propiedades resistentes del material correspondiente a la Zona IC del perfil de meteorización, saprolito.

Para la realización del retroanálisis, se siguió el procedimiento planteado en el Capítulo 2; el primer paso consiste en recuperar información referente al talud deslizado, tales como el mecanismo y superficie de falla, y disposición final del

material deslizado. La geometría de la superficie de falla fue inferida según el levantamiento topográfico desarrollado en la zona; el mecanismo de falla fue obtenida a partir de la información proporcionada por los pobladores de la zona, los cuales en gran mayoría indicaron que se debió a la erosión de material de base del talud por el río de Acomayo, estiman que la altura de material removido era de 1.80 a 2.50 metros. El deslizamiento fue de tipo superficial, con superficie de falla de tipo circular alargada.

La geometría original del talud, fue inferida por continuidad de las secciones transversales de ambos lados de la zona deslizada, derecha e izquierda relativa.

La geometría de la superficie de rotura del talud, indicada en el Plano 04 del Anexo A (Planos).

El segundo paso consiste en determinar la curva $c=f(\phi)$. Para lo cual se debe de fijar la superficie de falla a partir de la geometría original y la geometría actual, así como las propiedades resistentes respectivas, de los materiales conformantes de las zonas suprayacente y subyacente de la Roca completamente meteorizada, así como el ángulo de fricción interna inicial de la iteración en el Retroanálisis (0°), y su peso específico que será el promedio de la densidad de campo, densidad de laboratorio, y la densidad saturada; una vez determinada la cohesión para el ángulo de fricción inicial, se escoge un nuevo valor de ángulo de fricción y se repite los procedimientos anteriores, haciendo variar el ángulo de fricción interna desde 0° hasta 50° , con intervalos de 5° para cada análisis, manteniendo constante el peso específico adoptado.

A continuación se presentan los resultados referentes al deslizamiento Ninabamba, localizado a la Margen Izquierda del río Acomayo a inmediaciones de la zona de estudio, Progresiva 0+076.

□ Geometría

La geometría del talud, indicada en el Plano 04 del Anexo A (Planos), presenta una inclinación de 62.5° con relación a la horizontal (V: H=1: 0.52), y tiene 16.5 metros de altura, el perfil de meteorización según Deere & Patton (1971), se caracteriza por la presencia de suelo residual maduro denominada de zona IA (suelos transportados) y IB (suelo maduro). Esta zona tiene espesor de 1.3 metros. Subyacente a esta zona, se encuentra suelo residual joven denominada de zona IC (saprolito). Esta zona tiene espesor de 1.7 metros. A continuación del perfil de meteorización se encuentra la zona IIA (transición entre el saprolito y la

roca alterada). No se registro afloramientos de las Zonas IIB (roca alterada) y III (roca sana).

❑ Caracterización geotécnica

En los siguientes cuadros, se presentan los parámetros resistentes de las Zonas IA, y IB, así como el peso específico de la Zona IC.

Cuadro 5.12.- Parámetros de los suelos residuales considerados en el retroanálisis

| Zona | ρ (gr/cm ³) | γ (KN/m ³) | c' (KN/m ²) | ϕ' (°) |
|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|------------------------------|----------------|
| Suelo residual maduro Zona IB | 2.07 | 20.7 | 11.0 | 29.5 |
| Roca meteorizada Zona IIA | 2.20 | 22.0 | 20.0 | 38.0 |

Para los materiales, conformantes de las Zonas IB y IC, se considera el peso específico promedio del natural de campo con el peso específico en condición saturada; para la Zona IIA se considera peso específico de 22 KN/m³, cohesión de 20 KN/m², y ángulo de fricción interna de 38°.

❑ Curva de cohesión en función del ángulo de fricción interna

A continuación se presenta la curva de cohesión vs el ángulo de fricción interna, con la finalidad de determinar el par de valores medios de los parámetros de resistencia posibles en la superficie de rotura. También son mostrados en la grafica los valores obtenidos de los ensayos de corte directo en condición saturada, el cual fue obtenido a partir de una muestra remoldeada.

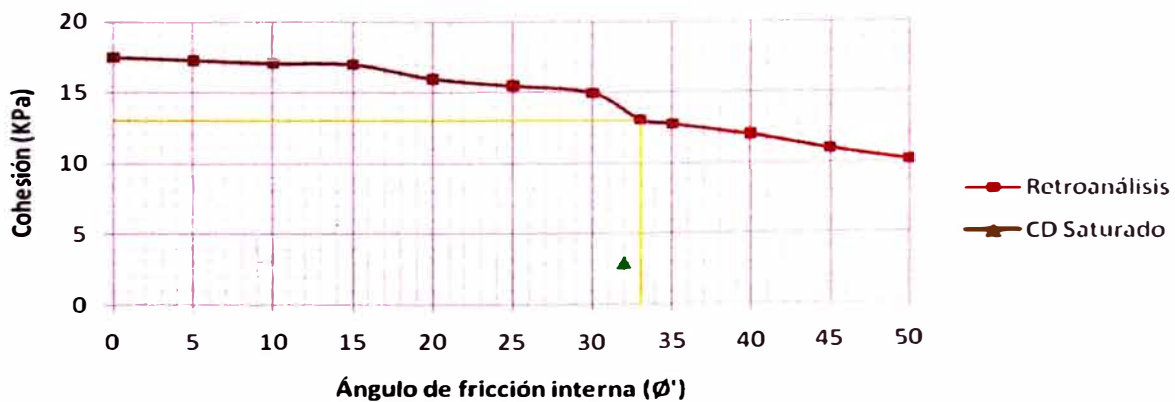


Figura 5.11. – Función cohesión, $c=f(\phi)$, del suelo de la zona IC para la condición de FS=1.0

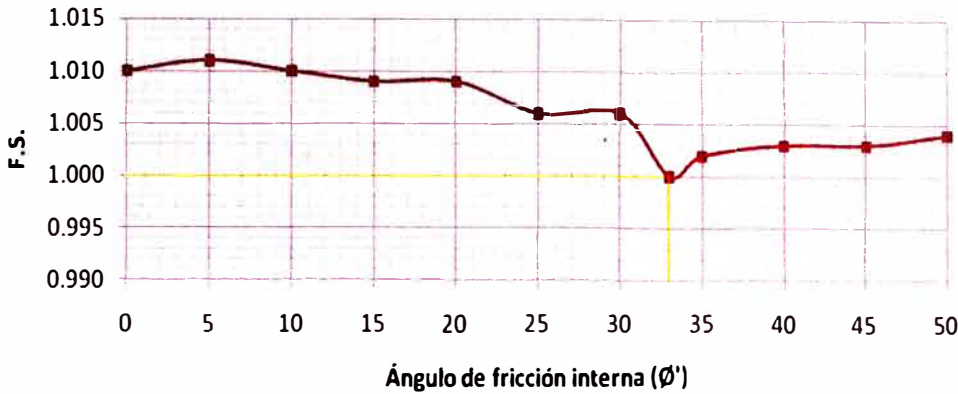


Figura 5.12. – Factor de seguridad versus ángulo de fricción interna del suelo de la Zona IC

De las figura anterior se concluye que el ángulo de fricción interna para la superficie de rotura es de 33° , por ende la cohesión es de 13.1 KPa.

El centro del círculo crítico, que está en función de la geometría de la superficie de rotura, presentado en coordenadas relativas (10.4, 26.7) considerando el sistema de coordenadas del Plano N°: 04 Sección D-D' del Anexo A (Planos). El radio del círculo de rotura es 28.2 metros.

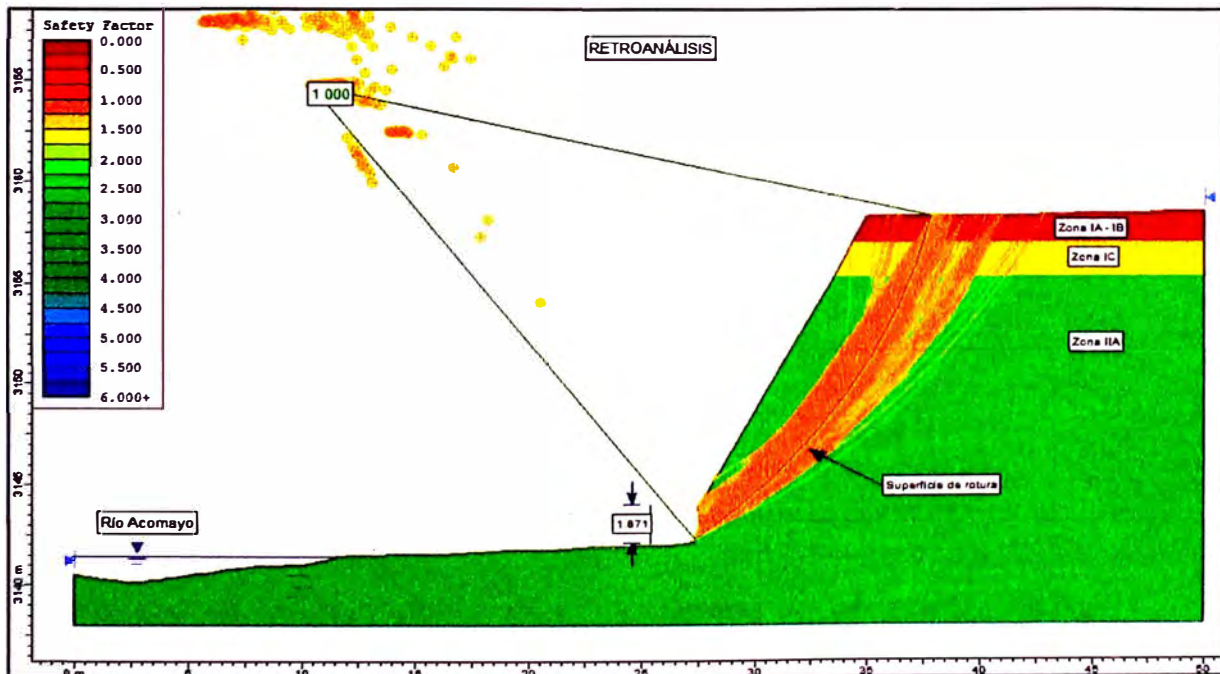


Figura 5.13. – Sección D-D' retroanalizado

5.6 ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN

5.6.1 Ensayos de campo

Los ensayos de campo realizados, en los materiales de la zona de estudio de las zonas IA, IB, y IC, fueron con el objetivo de conocer la respuesta global de estos suelos residuales; lo cual incluye tener un mejor conocimiento de los aspectos constitutivos como la resistencia de los granos, y de los aspectos de estado como la compacidad.

El objetivo de realizar el ensayo de penetración dinámica ligera, de punta cónica DPL, es el de obtener la resistencia a la penetración de la punta cónica y determinar los parámetros de resistencia in-situ de los materiales que conforman el suelo en estudio.

Para obtener el N_{SPT} , necesaria para obtener los parámetros de resistencia del suelo, se utiliza la relación propuesta por el Ing. Germán Vivar¹⁰ desarrollada sobre sus experiencias en campo con arenas mal graduadas (SP), y arenas limosas (SM), considera $N_{SPT}=N_{DPL}$.

Para los depósitos granulares, la compacidad se considera de acuerdo a los siguientes límites.

Cuadro 5.13.- N_{SPT} en suelos granulares¹¹

| Compacidad relativa | N_{SPT} (Golpes/30cm) |
|----------------------------|---|
| <i>Muy suelta</i> | 0 - 4 |
| <i>Suelta</i> | 4 - 10 |
| <i>Media</i> | 10 - 30 |
| <i>Compacta</i> | 30 - 50 |
| <i>Muy compacta</i> | >50 |

SEGÚN TERZAGHI Y PECK, 1948

Ya que uno de los parámetros más importantes de resistencia en suelos, de naturaleza granular, es el ángulo de fricción interna ϕ' , estimado a través de

¹⁰ Vivar Romero, G. "Método de ensayo estándar para la auscultación con penetrómetro dinámico"

¹¹ Lambe, W.; Whitman, R. "Mecánica de suelos", Editorial Limusa, Primera edición, México D.F., 1999, pág. 91.

correlaciones empíricas utilizando valores de N_{SPT} . Existen en la actualidad una gran cantidad de correlaciones empíricas entre el número de golpes (N_{SPT}), y el ángulo de fricción, destacándose los siguientes¹²:

- **Dunham** (Dunham, 1984) propone las siguientes expresiones:

$$\phi = (12N_{SPT})^{0.5} + 25 \quad (5.1)$$

Aplicable a suelo bien graduado, y forma de las partículas angulares.

$$\phi = (12N_{SPT})^{0.5} + 20 \quad (5.2)$$

Válido en partículas redondeadas, y bien graduados, o partículas angulares y uniformes.

- **Oshaki** (Oshaki, 1970) propone la siguiente correlación:

$$\phi = (20N_{SPT})^{0.5} + 15 \quad (5.3)$$

- **La asociación de Japonesa de Carreteras** (Asociation, 1990), recomienda:

$$\phi = (15N_{SPT})^{0.5} + 15 \leq 45 \quad (N_{SPT} > 5) \quad (5.4)$$

- **Peck** (Peck & Hanson, 1953) propone:

$$\phi = (0.3N_{SPT})^{0.5} + 27 \quad (5.5)$$

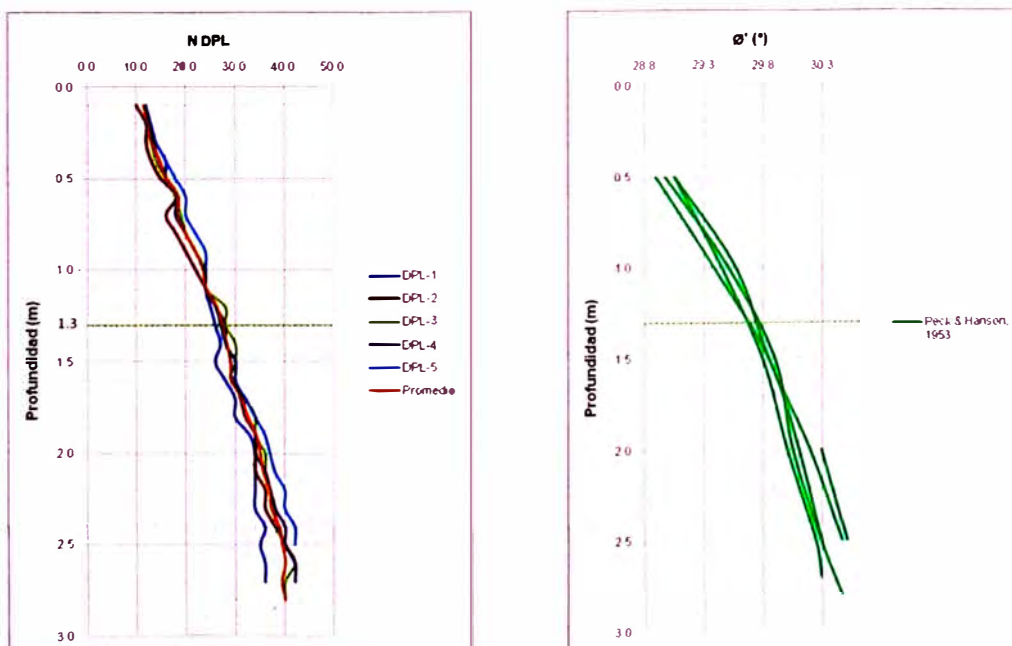


Figura 5.14. – N_{DPL} , y ϕ' (Peck & Hanson, 1953) según la profundidad de sondaje

¹² García, J. "Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)". Tesis Doctoral. Barcelona, Universidad Politécnica de Catalunya, Escuela de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, 2007, pág. 177.

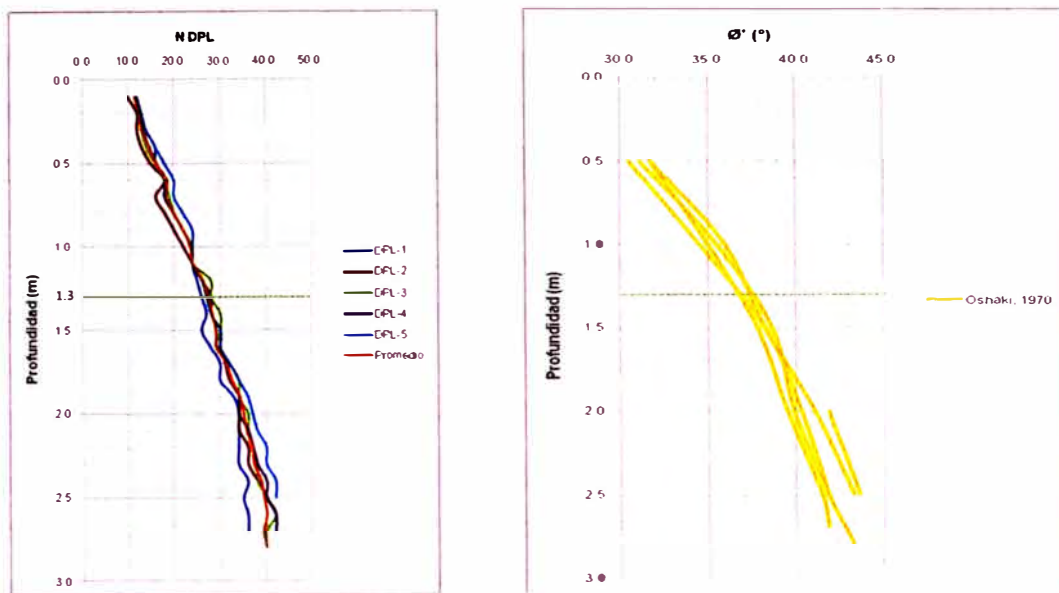


Figura 5.15. – N_{DPL} y ϕ' (Oshaki, 1970) según la profundidad de sondaje

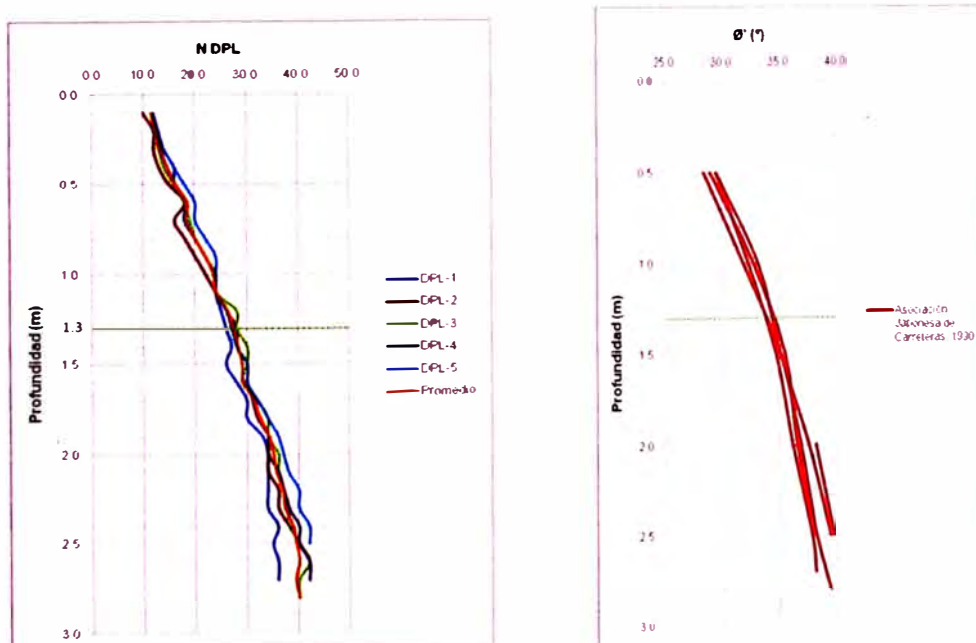


Figura 5.16. – N_{DPL} y ϕ' (Asociación Japonesa de Carreteras, 1990) según la profundidad de sondaje

De acuerdo a los resultados obtenidos de los números de golpe, de la correlación de N_{DPL} a N_{SPT} , y de las correlaciones empíricas para la obtención del ángulo de fricción interna ϕ' , referente a las características de los suelos podemos concluir lo siguiente:

Los ensayos de DPL, en todos los casos aumentaron con la profundidad, lo cual es característico de estos suelos, ya que el grado de meteorización disminuye conforme aumenta la profundidad. Hasta 1.30 metros de profundidad, en promedio, del perfil de meteorización el $N_{DPL} < 27$ golpes/10 cm, considerándose estos suelos de compacidad relativa media; continuándose el sondaje hasta la profundidad de 2.80 metros, hasta los 2 metros de profundidad el $N_{DPL} < 34$ golpes/10 cm, obteniéndose a los 2.8 metros de profundidad como máximo $N_{DPL} > 40$ golpes/10cm, considerándose a los suelos pertenecientes a esta Zona de meteorización de compacidad relativa compacta.

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, referidas a las correlaciones empíricas de N_{SPT} con el ángulo de fricción interna, en los materiales de la zona de estudio, el que mejor los caracteriza es el propuesto por **Peck & Hanson** (Peck & Hanson, 1953).

5.6.2 Retroanálisis

Debido a que al momento de la falla, del talud deslizado, se desconocía el peso específico de los materiales, se estimó a partir del promedio de la densidad natural, y la densidad saturada. Como resultado principal del retroanálisis tenemos que la Cohesión del material de la Zona IC, está alrededor de 13.1KPa, y el ángulo de fricción interna está alrededor de 33°. El ángulo de fricción interna es concordante con el obtenido de los ensayos de campo de DPL, encontrándose en ese rango.

Como los resultados obtenidos del retroanálisis son coherentes, se presume que el mecanismo de falla representado, como la remoción del material de base de dos metros de altura por el río Acomayo es correcto; no se identificó presencia de nivel freático, ni presencia alguna de "ojos de agua" en la zona.

5.6.3 Ensayos de laboratorio

A. Gravedad específica de sólidos

La determinación de la gravedad específica de sólidos, se realizó según el método del picnómetro, ASTM D-854. Las dos muestras de suelo propias de las Zonas IB y IC, fueron secadas al aire libre y disgregadas, los materiales resultantes se tamizaron por la malla N°40. En el Cuadro 5.14, se presenta los valores de gravedad específica de sólidos (G_s) obtenidos.

Cuadro 5.14.- Gravedad específica de sólidos de las muestras de suelo

| Zona de meteorización | Calicata | Muestra | Prof. (m) | G _s |
|------------------------------|----------|---------|-------------|----------------|
| Suelo residual superior - IB | C-3 | M-1 | 0.00 - 1.00 | 2.65 |
| Suelo residual inferior - IC | C-2 | M-1 | 0.00 - 1.20 | 2.72 |

Los valores obtenidos están dentro de los valores sugeridos por Lambe y Whitman (1999), Cuadro 5.15, y tienen características propias del cuarzo y feldespato meteorizado.

Cuadro 5.15.- Gravedad específica de sólidos de algunos minerales¹³

| Mineral | G _s |
|--------------------------------|----------------|
| Cuarzo | 2.65 |
| Feldespato - K | 2.54 – 2.57 |
| Feldespato Na - Ca | 2.62 – 2.76 |
| Calcita | 2.72 |
| Dolomita | 2.85 |
| Moscovita | 2.7 – 3.1 |
| Biotita | 2.8 – 3.2 |
| Clorita | 2.6 – 2.9 |
| Pirofilita | 2.84 |
| Serpentina | 2.2 – 2.7 |
| Caolinita | 2.64 |
| Haloisita (2 H ₂ O) | 2.55 |
| Ilita | 2.60 – 2.86 |
| Montmorilonita | 2.75 – 2.78 |
| Atapulgita | 2.30 |

B. Ensayos de caracterización

Los ensayos de caracterización de las muestras de suelo alteradas, indican predominancia de materiales granulares. Conviene resaltar que la identificación de los suelos residuales de la Zona IC, a través de los diversos sistemas de clasificación como SUCS y AASHTO, no presentan concordancia con lo

¹³ Lambe, W.; Whitman, R. “**Mecánica de suelos**”, Editorial Limusa, Primera edición, México D.F., 1999, pág. 42.

registrado en campo, véase Anexo B (Registro de sondajes). En campo se registro dichos materiales como gravas arcillosas con arena, y en laboratorio, como se puede apreciar en el Cuadro 5.16, fueron clasificados como arena arcillosa con grava; esta variación en la clasificación se atribuye al comportamiento frágil de los granos. La presencia de arcilla es justificada debido a los materiales transportados así como a la meteorización de los feldespatos conformantes de la roca.

Cuadro 5.16.- Valores medios de la caracterización granulométrica

| Calicata | Muestra | L.L. (%) | L.P. (%) | I.P. (%) | Grava (%) | Arena (%) | Finos (%) | SUCS | AASHTO |
|----------|---------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|------|----------|
| C-1 | M-1 | 32.25 | 22.22 | 10.03 | 25.7 | 46.6 | 27.7 | SC | A-2-4(0) |
| | M-2 | 26.78 | 19.05 | 7.73 | 48.9 | 34.2 | 16.9 | GC | A-2-4(0) |
| C-2 | M-1 | 27.85 | 20.5 | 7.35 | 36.3 | 44.5 | 19.2 | SC | A-2-4(0) |
| C-3 | M-1 | 31.59 | 20.0 | 11.59 | 25.9 | 46.6 | 27.5 | SC | A-2-6(0) |
| | M-2 | 27.43 | 19.05 | 8.38 | 33.3 | 51.4 | 15.3 | SC | A-2-4(0) |
| T-1 | M-1 | 31.74 | 20.0 | 11.74 | 26.5 | 47.0 | 26.5 | SC | A-2-6(0) |
| T-2 | M-1 | 27.30 | 16.67 | 10.63 | 37.0 | 43.5 | 19.5 | SC | A-2-6(0) |

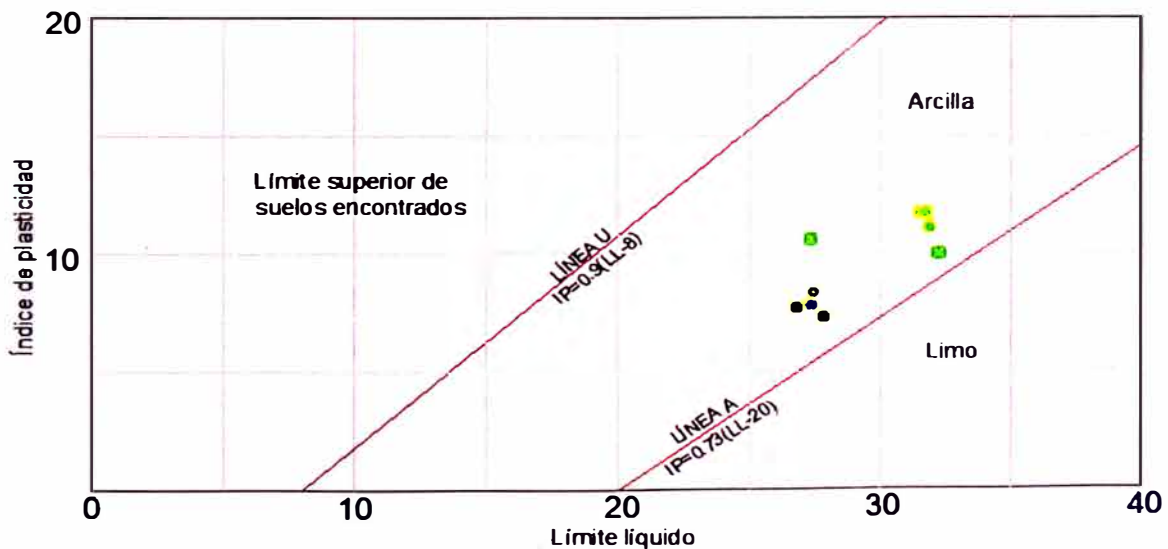


Figura 5.17. – Carta de plasticidad de las muestras analizadas

Los valores de relación de vacíos, porosidad, y el grado de saturación de los suelos residuales se calcularon según relaciones volumétricas y gravimétricas, y las relaciones entre ambas.

Estas ecuaciones son presentadas a seguir.

$$\rho_d = \frac{\rho_{nat}}{1 + \omega} \quad \text{o} \quad \gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + \omega} \quad (5.6)$$

$$e = \frac{G_s \cdot \rho_w}{\rho_d} - 1 \quad \text{o} \quad e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (5.7)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (5.8)$$

$$S = \frac{\omega \cdot G_s}{e} \quad (5.9)$$

$$\rho_{sat} = \frac{(G_s + e) \rho_w}{1 + e} \quad \text{o} \quad \gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \quad (5.10)$$

De la aplicación de las relaciones anteriores, se presentan los resultados en el cuadro siguiente.

Cuadro 5.17.- Propiedades físicas de los suelos

| Zona de meteorización | Calicata | Muestra | Prof. | ρ_{nat} (gr/cm ³) | ω (%) | G_s | ρ_d (gr/cm ³) | e_0 | n | S (%) | ρ_{sat} (gr/cm ³) |
|-----------------------|----------|---------|------------|------------------------------------|--------------|-------|--------------------------------|-------|------|---------|------------------------------------|
| IB | C-3 | M-1 | 0.00 -1.00 | 1.96 | 4.17 | 2.65 | 1.88 | 0.41 | 0.29 | 26.95 | 2.17 |
| IC | C-2 | M-1 | 0.00 -1.20 | 2.03 | 2.93 | 2.72 | 1.97 | 0.38 | 0.27 | 20.97 | 2.25 |

C. Ensayos de corte directo

En el suelo residual maduro de la Zona IB, la cohesión se ve disminuida en 0.05 Kg/cm², en este proceso de encaje modifico la relación de vacios inicial aumentando la compacidad de la muestra.

En el suelo residual joven de la Zona IC, la cohesión respecto al obtenido del Retroanálisis por efecto del remoldeo se vio disminuida en 0.1 Kg/cm², esta disminución de cohesión es debido al encaje de las partículas por fractura y movimiento relativo de las mismas, la fragilidad de los granos permitió su fragmentación.

En la realización del ensayo, se saturó las muestras, y se utilizó un equipo de Corte Directo electrónico, la velocidad relativa del ensayo fue de 0.3 mm/min.

Para los dos suelos residuales estudiados en esta tesis, fueron realizados ensayos de corte directo con esfuerzos normales de 0.5, 1.0, y 1.5kg/cm². Se utilizaron muestras inalteradas y remoldeadas, con la superficie de rotura impuesta por la caja bipartida.

Cuadro 5.18.- Parámetros de resistencia al corte de los suelos residuales

| Parámetros de resistencia al corte | Suelo residual maduro Zona IB | | Suelo residual joven Zona IC | |
|------------------------------------|----------------------------------|-----------|---------------------------------|-----------|
| | c' (Kg/cm ²) | Ø' (°) | c' (Kg/cm ²) | Ø' (°) |
| Muestra inalterada | 0.16 | 27.9 | - | - |
| Muestra remoldeada | 0.11 | 29.5 | 0.03 | 32.0 |

D. Análisis petrográfico

Para el análisis petrográfico, de muestra de mano, se analizaron dos muestras obtenidas de la cara expuesta del talud, de la Zona IIA de meteorización; la muestra M-1 se obtuvo del pie del talud, a inmediaciones de la trinchera T-2 caracterizada; la muestra M-2 se obtuvo a 5 metros debajo de la calicata C-2.

La muestra M-1 se rompe al aplicarle 3 golpes con el martillo de 24 onzas, y la muestra M-2 se rompe al aplicarle 2 golpes, por lo que se concluye que los materiales conformantes de la Zona IIA de meteorización presentan moderada resistencia a la compresión.

E. Ensayos químicos

Debido a que se proyectaran obras de drenaje de aguas superficiales, es necesario evaluar la agresividad o ataque químico del terreno sobre las estructuras que están en contacto con él, en mayor o menor medida, afectando por tanto la durabilidad y resistencia de las estructuras de concreto, por ende afecta la estabilidad a largo plazo.

Por lo tanto en la presente tesis, se ejecutó ensayos químicos al suelo residual maduro, perteneciente a las Zonas de meteorización IA y IB, donde se han determinado el pH, así como el contenido de cloruros, de sulfatos, de sales solubles totales de las muestras de suelo.

En el cuadro siguiente se presentan los límites permisibles, recomendados por el Comité ACI 318-83 y valores recopilados de la literatura existente sobre los

contenidos de cloruros, sulfatos, y sales solubles totales, así como el grado de alteración y las observaciones del ataque a las armaduras metálicas y al concreto.

Cuadro 5.19.- Límites permisibles

| <i>Presencia en el suelo de:</i> | <i>p.p.m.</i> | <i>Grado de alteración</i> | <i>Consecuencia</i> |
|----------------------------------|---|--|--|
| <i>*Sulfatos</i> | 0 – 1000 1000 – 2000 2000 – 20000 >20000 | Leve Moderado Severo Muy severo | Ocasiona ataque químico al concreto de la cimentación. |
| <i>** Cloruros</i> | >6000 | Perjudicial | Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos. |
| <i>** Sales solubles totales</i> | >15000 | Perjudicial | Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por lixiviación. |

Elaboración Propia

* Comité ACI 318-83

** Experiencia existente

De acuerdo a los resultados de los ensayos químicos, concluimos que en el sector colindante a la calicata C-1, sondaje donde se obtuvo la muestra, la agresividad de los cloruros y sulfatos es leve. El pH mayor a 7, y el contenido de sales solubles totales de 70 ppm, nos indican la lixiviación ocurrida en los niveles superiores del perfil de meteorización. Ya que no existe peligro de ataque químico usaría cemento tipo I en las estructuras.

5.7 PERFIL GEOTÉCNICO

El siguiente perfil geotécnico, ha sido elaborado sobre la base de los registros de los sondajes, interpretación, de los ensayos de campo, resultados de ensayos de laboratorio, retroanálisis, y perfil de meteorización.

Las profundidades indicadas en el presente perfil están referenciadas a partir de la superficie del talud, según la ubicación de cada calicata o trinchera caracterizada.

El terreno, presenta un perfil de meteorización muy bien definido. A lo largo del terreno existe una capa superficial de suelo transportado de material fino y suelo residual maduro de naturaleza granular con finos (Zona IB), de espesores variables, aumentando hacia el medio de la zona de estudio, en la calicata C-3 y la trinchera T-2, el espesor de esta zona es de 1.00 metros, mientras que en la calicata C-1 y la trinchera T-1, el espesor de la zona es de 1.50 metros. Esta

capa superficial es homogénea y está constituida por arenas arcillosas con baja plasticidad, color beige, compacidad relativa densa, contenido de humedad bajo lo que denota que no existen filtraciones, ni presencia del nivel freático, hasta 0.60 metros de profundidad abundante presencia de raíces las cuales dificultaron la excavación de la calicata.

En esta zona los resultados de ensayos de resistencia cortante drenada, presentan valor de cohesión en el rango de 0.11 a 0.16 Kg/cm², en condición física remoldeada e inalterada respectivamente, y el ángulo de fricción interna en el rango de 29.5° a 27.9°, en condición remoldeada e inalterada respectivamente. La densidad de este material es en promedio es de 1.9 a 2.17 gr/cm³. Esta zona de meteorización no presenta agresividad química a las futuras estructuras a proyectar en la zona, lo cual se debe a la lixiviación que se vio sometida como parte de su pasado geológico.

Subyacente a la capa superficial, de suelo residual maduro IA y IB, corresponde a la zona IC, también denominado saprolito o suelo residual joven, con espesor promedio de 1.70 metros, apreciable variación de coloración marrón a gris, tanto vertical como lateral, compacidad relativa compacta, contenido de humedad bajo, los materiales finos presentan baja plasticidad.

En todas las exploraciones realizadas hasta los niveles mencionados, no se ha detectado la presencia de nivel freático.

En esta zona los resultados de ensayos de resistencia al cortante drenada, presentan valor de cohesión de 0.03 a 0.13 Kg/cm², en condición física remoldeada, e inalterada respectivamente, el primero fue obtenido del ensayo de corte directo con la muestra remoldeada y saturada, y el segundo fue obtenido del retroanálisis de un deslizamiento. El ángulo de fricción interna está en el rango de 32° a 33°. La densidad de este material es en promedio de 2.00 a 2.25 gr/cm³.

Subyacente a los suelos residuales, antes expuestos, corresponde a la zona de transición, de la roca sana al suelo, según el perfil de meteorización propuesto por Deere & Patton (Deere & Patton, 1971) esta zona corresponde a la Zona IIA. La cual según el análisis petrográfico realizado a dos muestras obtenidas presentan moderada resistencia a la compresión, no habiéndose realizado ensayos que midieran la resistencia al cortante de la misma.

5.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se realizaron los análisis de estabilidad de los taludes, donde se pudo apreciar que la falla es de tipo local, superficial, debido a la naturaleza granular de los suelos. La ladera de la zona de estudio, ha existido en la misma condición por muchos años, y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, por lo cual es adecuado analizar la estabilidad utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. La inestabilidad de los taludes es debido a cortes realizados, además de otros cortes que se realizarán en el futuro, debido al cambio de alineamiento de la carretera de Acomayo a Pillpinto.

5.8.1 Caracterización geotécnica

Del perfil geotécnico, realizado para la zona en estudio, se considera que los parámetros obtenidos de la condición alterada de las muestras es la más desfavorable, y es la que representa mejor las condiciones de campo, DPL realizado in situ.

La densidad y peso específico de los materiales, a considerar es el promedio de las condiciones natural y saturada, debido a la incertidumbre que hay en el valor de esta al momento de la falla.

Cuadro 5.20.- Parámetros de los suelos residuales de Acomayo

| Zona | ρ (gr/cm ³) | γ (KN/m ³) | c' (KN/m ²) | ϕ' (°) |
|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|------------------------------|----------------|
| Suelo residual maduro Zona IB | 2.07 | 20.7 | 11.0 | 29.5 |
| Suelo residual joven Zona IC | 2.14 | 21.4 | 3.0 | 32.0 |
| Roca meteorizada Zona IIA | 2.20 | 22.0 | 20.0 | 38.0 |

5.8.2 Secciones analizadas

Para la presente investigación se han definido tres secciones, las cuales se encuentran a lo largo del talud, a inmediaciones de la Capilla Virgen de Ninabamba. Estas secciones han sido seleccionadas teniendo en cuenta la representatividad de cada una de estas, sobre el total del talud.

La ubicación geográfica de las secciones analizadas se muestran en el Plano N°3 (Anexo A). Del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio, se han determinado la pendiente y la altura de los taludes.

La determinación de los materiales, a utilizar en el análisis de estabilidad de los taludes, es del Perfil Geotécnico realizado para el presente estudio, así como de la inspección de campo realizada, para la determinación del perfil de meteorización, apoyadas en las condiciones geológicas, geomorfológicas, y geotécnicas de las diferentes zonas que comprenden la misma. El Cuadro 5.21 se muestran las características geométricas de los taludes. Con cada una de las secciones se realizó análisis estático y pseudoestático para determinar el grado de estabilidad de cada una. La evaluación se realizó según el método de equilibrio límite, para el modelamiento se tomaron en cuenta los parámetros de cohesión, ángulo de fricción interna efectivo, y peso específico del Cuadro 5.20. Para el análisis pseudoestático se considero el coeficiente sísmico de 0.5 $a_{m\acute{a}x}$, según recomendaciones de Hynes-Griffin y Franklin, la $a_{m\acute{a}x}$ de 0.34g se obtuvo del mapa de isoaceleraciones para 50 años de vida útil con nivel de excedencia de 10%, para 475 años de periodo de retorno propuesto por Jorge Alva y Castillo. Por lo cual el coeficiente sísmico asignado a la zona de estudio es 0.17g.

Cuadro 5.21.- Características geométricas de las secciones analizadas

| Sección | Progresiva | Longitud representativa | Altura (m) | Pendiente V : H |
|---------|------------|----------------------------|------------|-----------------|
| A-A' | 0+044 | 0+000 – 0+080 80 metros | 14.7 | 1 : 0.90 |
| B-B' | 0+119 | 0+080 – 0+140 60 metros | 13.8 | 1 : 0.94 |
| C-C' | 0+176 | 0+140 – 0+210 70 metros | 14.8 | 1 : 0.93 |

Las características de los taludes, pueden ser apreciadas en el Panel Fotográfico, Anexo F. En el Cuadro 5.20 se muestran las propiedades asignadas a cada zona considerada en el análisis. Los resultados del análisis estático y pseudoestático de la sección se muestran en el Anexo E, salidas gráficas de análisis de estabilidad. En el Cuadro 5.22 se muestran los resultados del análisis de estabilidad en condiciones actuales, con el corte realizado para el paso del

canal para irrigación, y con la pendiente recomendada para el corte futuro, a realizar, para el paso de la carretera Acomayo – Pillpinto.

Cuadro 5.22.- Resultados del análisis de estabilidad de los taludes

| Sección | Estático | | Pseudoestático | |
|---------|----------------|--------------------------|----------------|--------------------------|
| | Sección actual | Sección futura propuesta | Sección actual | Sección futura propuesta |
| A-A' | 1.28 | 1.70 | 0.99 | 1.28 |
| B-B' | 1.74 | 1.56 | 1.29 | 1.20 |
| C-C' | 1.59 | 1.79 | 1.25 | 1.36 |

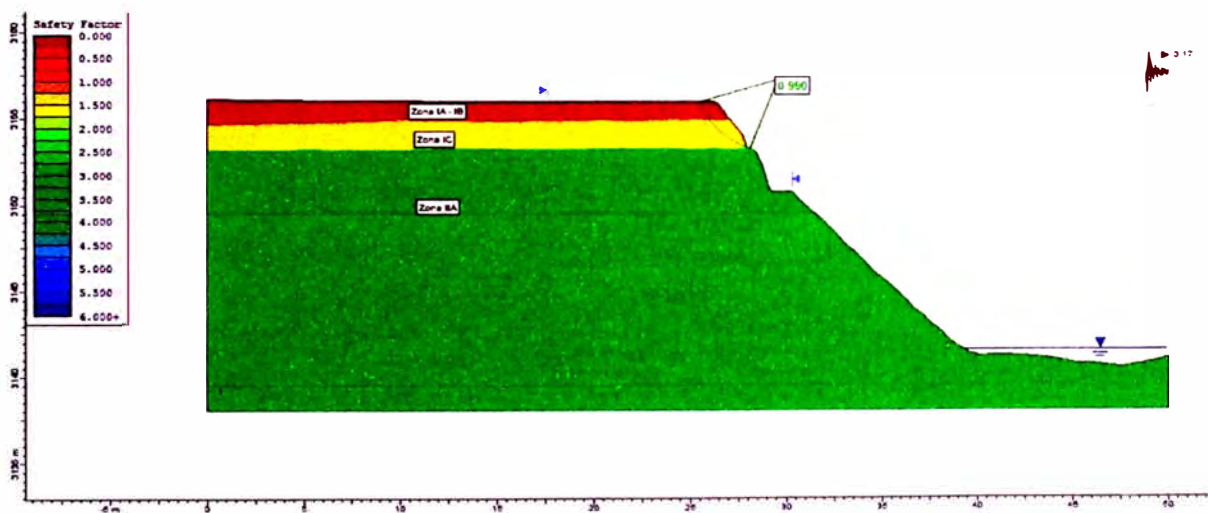


Figura 5.18. – Análisis pseudoestático de la sección A-A', condiciones actuales.

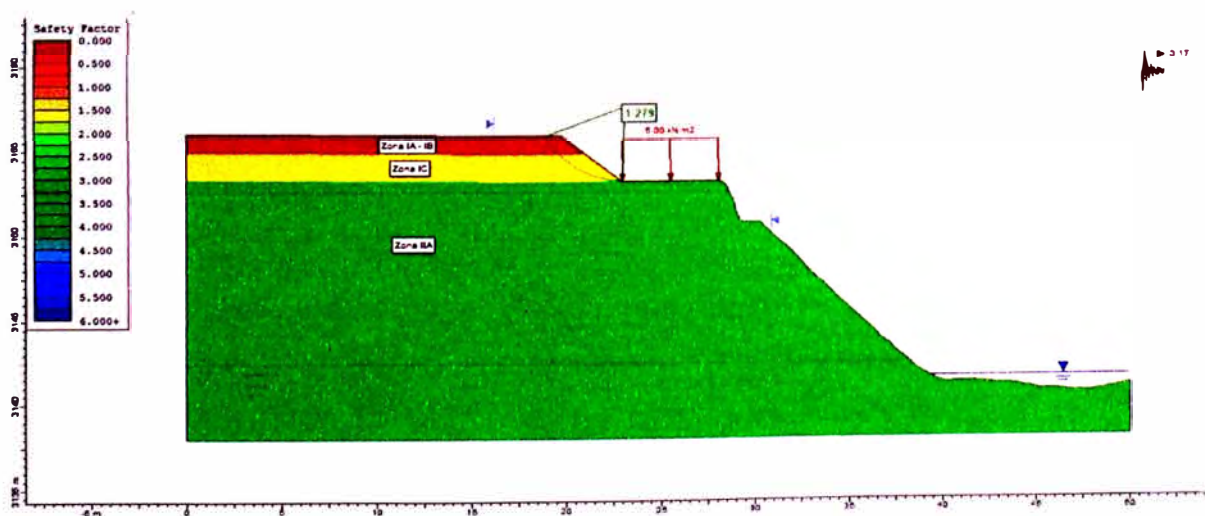


Figura 5.19. – Análisis pseudoestático de la sección A-A', con el futuro corte a realizar.

5.8.3 Estabilización y protección de los taludes

Del análisis de estabilidad realizado, sobre los taludes de la zona de estudio, se concluye que son estables geoméricamente, pero se encuentran expuestos a procesos erosivos, por lo cual es necesario implementar como pendiente del talud de corte V: H – 1:1.2, escarificando el suelo para la implantación natural del kikuyo, adicional a ello debe de construirse un canal de coronación en la cabeza del talud de corte.

En el pie del talud, deberá de sembrarse arboles de eucalipto, para evitar las fallas globales por remoción de material de base del talud por el río Acomayo.

CONCLUSIONES

De la investigación realizada se presenta las siguientes conclusiones:

- La experiencia de estabilización de taludes en suelos residuales en el Perú, se centra en suelos residuales de climas tropicales, donde las soluciones implementadas en obra radican en el retiro de materiales inestables de la cabeza del talud, construcción de banquetas, y reperfilado de los taludes. En la tesis se analizó tres obras desarrolladas en el Perú y una obra en Brasil, investigando en cada una la problemática y las soluciones implementadas en obra.
- En la carretera Huánuco – Pucallpa, tramo de Neshuya a Pucallpa de la progresiva 12+000 a 31+000, L=19 Km., se superó la inestabilidad de los taludes de corte, conformados por materiales provenientes de la meteorización de las rocas de la Formación Ucayali (NQ-u), se construyó banquetas de 7 metros de altura, y de 3 metros de ancho cada una, se perfiló los taludes con pendiente V: H – 1: 1.5, como obra de protección se construyó canales de coronación de concreto con sección triangular de 0.5 metros de ancho y 0.35 metros de profundidad.
- En la carretera de Tocache – Juanjui, tramo de Campanilla a Juanjui, L=43.4 Km, se superó la inestabilidad en los taludes conformados por materiales limo-arcillíticos provenientes de la meteorización de las rocas de la Formación Juanjui, se construyó banquetas de 7 metros de altura, y 3 metros de ancho cada una con 2% de inclinación hacia adentro, se perfiló los taludes tendiéndolo de V: H – 1:1.5 a 1:2, como obra de protección se construyó canales de coronación con sección triangular de 0.5 metros de ancho y 0.3 metros de profundidad.
- En el yacimiento Pavayacu – Lote 8 – Plataforma 130, tenía como problemática principal la erosión de los materiales conformantes del talud, por tanto la estabilización radicó en la implementación de sistemas de protección. En el pie del talud se construyó un soporte conformado por sacos de polipropileno rellenos de mortero, el talud tiene pendiente V: H – 1:2, con berma central de 3.20 metros de ancho, se sembró pasto de la zona de nombre Torourco.

- En la excavación de un edificio residencial en la ciudad de Niteroi, Río de Janeiro, Brasil, las pendientes de corte, sin refuerzo, eran muy inestables y ponían en riesgo tanto el proyecto, y la vida de los trabajadores. La estabilización del corte fue con Soil Nailing y Shotcrete en los dos taludes inferiores con inclinaciones de 60° y 85° , con alturas de 14 y 10 metros, los taludes superiores con inclinaciones de 45° (V: H – 1:1) a 60° (V:H – 1:0.6) fueron revestidos con vegetación y biomantas para la protección contra la erosión.
- Los taludes estudiados en la presente tesis, están conformados por suelos residuales en el distrito de Acomayo, estos suelos tuvieron génesis en climas templados, con precipitación media anual de 844.4 mm y temperatura media anual de 13.1°C . Estos suelos provienen de la meteorización de la brecha sedimentaria de la Formación Coñamuro, Grupo Puno (P-Pu).
- Como consecuencia de los análisis de estabilidad en las condiciones actuales, se determinó que los taludes son estables en los tramos representativos de las secciones B-B' y C-C', con factores de seguridad en condiciones estáticas superiores a 1.4, y en condiciones pseudoestáticas son superiores a 1.0; en el tramo representado por la sección A-A' el factor de seguridad en condiciones estáticas es de 1.28, y en condiciones pseudoestáticas es de 0.99 por lo cual este tramo es inestable, esto se evidenció en la época de lluvias posterior al corte, donde se produjo deslizamientos poniendo en riesgo el funcionamiento del canal para irrigación por la sobrecarga impuesta.
- Debido a la importancia de la zona de estudio en el distrito de Acomayo, por su proyección a futuro, hay en la actualidad diversas propuestas de proyectos a construir como la ampliación del canal para irrigación del distrito de Acos, trazo nuevo de la carretera Acomayo – Acos – Pillpinto, para lo cual se necesitará realizar cortes en el talud. En la tesis se propone el talud de corte con pendiente V: H – 1:1.2, el cual es superior a las pendientes de corte en suelos residuales de climas tropicales, los cuales radican en V: H – 1:1.5 a 1:2.
- Con la pendiente de corte propuesta de V: H – 1:1.2 se garantiza la estabilidad física de los taludes, se analizó la estabilidad con la sección de corte propuesta en el Anexo A (Plano 06), en el cual se realiza el corte con

ancho de plataforma de la carretera de 5.00 metros, el cual hace las mismas funciones de banqueta de corte y favorece a la estabilidad de los taludes. Se considero el corte en el contacto se suelos residuales con la transición roca-suelo porque la transición es estable a su pendiente natural de V: H – 1:0.9 siendo precisamente la parte inestable las zonas superiores de meteorización. Con la pendiente de corte propuesta V: H – 1:1.2 se reduce el volumen de corte entre 20% y 40% respecto a las pendientes de corte en suelos residuales de climas tropicales.

- Como consecuencia de los análisis de estabilidad con las secciones de corte propuestas, las cuales incluyen el corte para una plataforma de 5 metros de ancho para el paso de la carretera Acomayo – Pillpinto, en condiciones estáticas en todos los casos los factores de seguridad son mayores a 1.5, y en condiciones pseudoestáticas en todos los casos los factores de seguridad son superiores a 1.1.
- Para la protección superficial de los cortes es necesario construir un canal de coronación para evacuar el agua procedente de las lluvias, y se debe de implementar revegetación, consistente en arbustos de la zona como el molle, retama, huayllay, y el kikuyo. Para la construcción del canal de coronación puede utilizarse concreto con cemento tipo I porque el contenido de sulfatos es de 1.20 ppm no siendo perjudicial.
- Los parámetros resistentes utilizados en los análisis de estabilidad de los taludes así como sus propiedades físicas fueron determinados de ensayos de campo y laboratorio, para cada una de las zonas de meteorización de los taludes. En el perfil de meteorización, de la brecha sedimentaria, se identificaron cuatro zonas de meteorización, las zonas IA, y IB pertenecientes a suelo residual maduro, la zona IC perteneciente a suelo residual joven, saprolito, y la zona IIA perteneciente a la transición entre el saprolito y la roca alterada. Las inestabilidades superficiales se presentan en las tres primeras zonas.
- Los materiales de la zona IB, de suelo residual maduro, en condición inalterada tienen $c'=0.16 \text{ Kg/cm}^2$ y $\phi' = 27.9^\circ$, y con la muestra remoldeada presentó $c'=0.11 \text{ Kg/cm}^2$ y $\phi' = 29.5^\circ$; disminuyó la cohesión pero aumentó el

ángulo de fricción, lo cual es debido al encaje de las partículas, y rotura de las partículas gruesas por la energía empleada al remoldear las muestras.

- Los materiales de la zona IC, de suelo residual joven, en condición remoldeada tienen $c'=0.03 \text{ Kg/cm}^2$ y $\phi' = 32.0^\circ$. No se realizó el ensayo de corte directo a la muestra inalterada, debido a que la composición mayoritariamente granular dificultó el tallado de las muestras.
- Del retroanálisis realizado a un deslizamiento, se determinó las propiedades resistentes, de los materiales conformantes de la zona IC, las cuales resultaron de $c'=0.13 \text{ Kg/cm}^2$ y $\phi' = 33.0^\circ$, siendo la cohesión mayor en 0.10 Kg/cm^2 a la obtenida en laboratorio, de la muestra remoldeada. La disminución de cohesión se atribuye a la rotura de las partículas gruesas por la energía empleada al remoldear las muestras.
- Del ensayo de corte directo realizado en las muestras, se apreció que la envolvente de resistencia al corte es de tipo lineal, por lo cual es adecuado utilizar el criterio de rotura de Mohr Coulomb.
- Los parámetros resistentes, considerados en el análisis de estabilidad son los obtenidos de los ensayos de corte directo a las muestras remoldeadas, el peso específico considerado es el promedio de las condiciones natural y saturada. El comportamiento de los taludes, con estos parámetros es representativo de lo observado en campo en época de lluvias.
- El perfil geotécnico, de cada sección a ser analizada la estabilidad, fue elaborado sobre la base de los registros de sondajes, ensayos de campo, y perfil de meteorización. Para el análisis de estabilidad, se utilizó el método de equilibrio límite de Spencer; el mismo que es utilizado en la realización del retroanálisis de la presente tesis.
- El coeficiente sísmico, utilizado en análisis pseudoestático es de $K_r=0.17g$. El cual se determinó siguiendo las recomendaciones de Hynes-Griffin y Franklin, 0.5 de la aceleración pico del terreno. La aceleración fue obtenida del mapa de isoaceleraciones propuesto por Alva y Castillo, para 50 años de vida útil con nivel de excedencia de 10%, para un periodo de retorno de 475 años.
- La gravedad específica de sólidos de los materiales conformantes de la zona IB es de 2.65, y de los conformantes de la zona IC es de 2.72. Del análisis

petrográfico realizado a la brecha sedimentaria presentaba mayoritariamente cuarzo. Por lo cual la gravedad específica obtenida son valores globales, pero son próximos al promedio ponderado de cuarzo, feldespatos, y minerales de arcilla.

- El análisis granulométrico por tamizado, método mecánico, ocasiona la rotura de las partículas gruesas, modificando la distribución granulométrica, aumentando el porcentaje de arena (aparente). El aumento de arena, por partición de las partículas gruesas, distorsiona la clasificación de los suelos, el cual se acentúa más en los materiales componentes de la zona IC; en campo fueron registrados a priori como grava arcillosa con arena, y después del tamizado y la clasificación SUCS se obtuvo en la mayoría SC, arena arcillosa con grava. Esto es debido a que las partículas gruesas se encuentran alteradas por los agentes que favorecen la meteorización.
- De los ensayos químicos realizados a los materiales de la zona IB, el contenido de sales solubles totales de 70 ppm, cloruros de 7.09 ppm, sulfatos de 1.20 ppm, y el pH de 7.85 básico, son evidencia de la lixiviación ocurrida.

RECOMENDACIONES

- Adicional a las calicatas, y ensayos de penetración, es recomendable realizar ensayos geofísicos, para poder definir más acertadamente los límites de las zonas, conformantes del perfil de meteorización.
- Es necesario realizar ensayos de campo a gran escala, como el corte directo in situ, para determinar la sensibilidad de los parámetros resistentes, aunados a los obtenidos en los ensayos de corte directo, y de la realización de los retroanálisis.
- Analizar la factibilidad de realizar el ensayo de corte directo in situ, en el contacto de dos zonas de distinto grado de meteorización.
- Debe haber un riego inicial, después del sembrado de la vegetación, directo a la planta. El sembrado debe de ser antes del inicio de la época de lluvias, para disminuir el costo de riego, y que la vegetación ya este desarrollada para la época de lluvias.
- Al realizarse el tamizado mecánico debe de procurar pasar las partículas en forma manual tamiz por tamiz, en especial las partículas gruesas para evitar su rotura. Debido a que modifican su clasificación según los distintos sistemas de clasificación.
- El ensayo de corte directo, debe de realizarse a velocidades que garanticen las condiciones drenadas. En la presente investigación se realizó los ensayos a 0.03 mm/min.
- Debe verificarse la envolvente de resistencia al corte, para esfuerzos normales mayores a 1.5 Kg/cm².

BIBLIOGRAFÍA

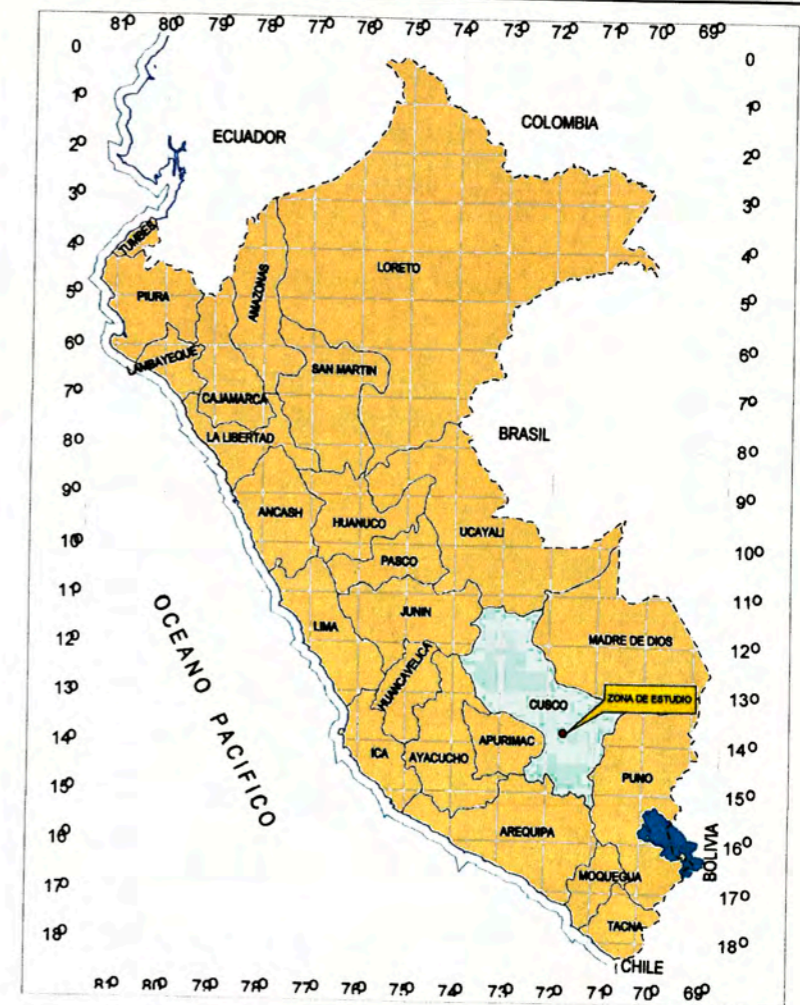
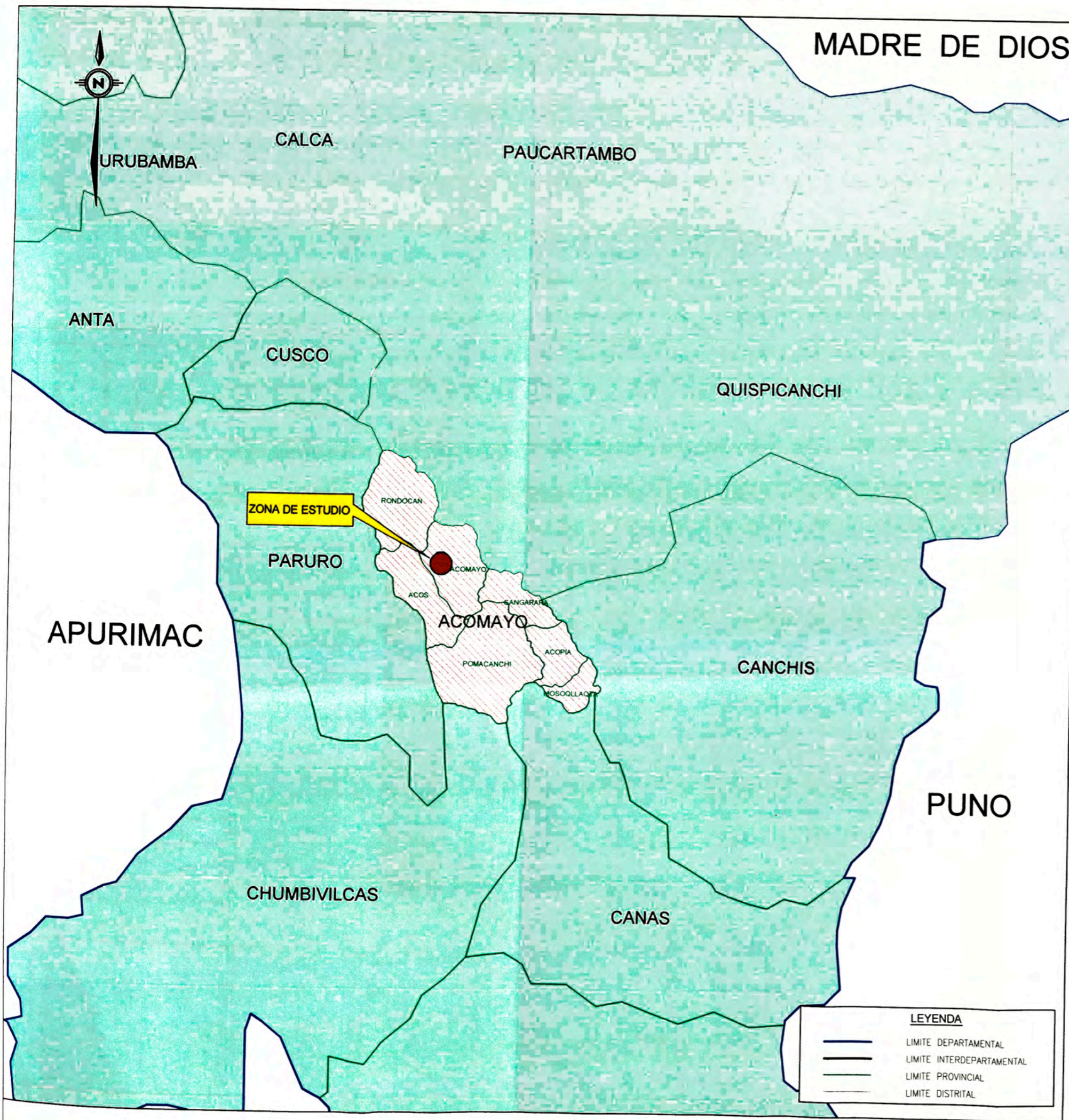
1. Alva Hurtado, J.E. Análisis de Estabilidad de Taludes. Curso de Actualización Profesional. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2000.
2. Alva H., J.E., Castillo, J. Peligro Sísmico en el Perú. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993.
3. Blight, G. E. Construction in tropical soils. Keynote paper. In International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore, 1988.
4. Blight, G. E. Origen and Formation of Residual Soil. In Mechanics of Residual Soils. Rotterdam, 1997.
5. Bowles E, J. Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Mc Graw-Hill Latino América, USA, 1978.
6. Bouchra H. Modelización numérica mediante elementos finitos y SHP de los materiales geofluidificados: Aplicación a los deslizamientos rápidos de ladera. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Geológicas, Departamento de Geodinámica, Madrid, 2007.
7. Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. International Thomson Editores S. A. 1999.
8. California Polytechnic University. Pomona Geological Sciences Department.
[en línea]
<<http://geology.csupomona.edu/drjessey/class/Gsc101/Weathering.html>>
9. CISMID. "Serie de Trabajos en Tierra – Manual de Protección de Taludes", Perú, 1984.
10. Deere, D. V., Patton, F. D. Slope Stability in Residual Soils. In Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Puerto Rico, 1971.
11. García, J. Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia). Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya, Escuela de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, Barcelona, 2007.

12. Gonzales de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, C., Oteo, C. Ingeniería Geológica. Prentice Hall, España, 2002.
13. ISRM. Basic Geotechnical Description for Rock Masses. ISRM Commission on Classification of Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. 1981.
14. Lambe, W., Whitman, R. Mecánica de Suelos. Limusa, Primera Edición, México, 1999.
15. López Jimeno, C. Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes. Entorno Gráfico S.L. Madrid, 1993.
16. Mendivil, S., Dávila, D. Geología de los Cuadrángulos de Cusco y Livitaca. Boletín N°52, Lima: INGEMMET, Lima, 1994.
17. Prado de Campos, L. E. Influencia da Succao na Estabilidade de Taludes Naturais em Solos Residuais, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1984.
18. Rico Rodríguez, Alfonso. La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Tomos 1 y 2. Limusa, México, 2000.
19. Solís Villafuerte, R. Aqomayu. Cusco, 2002.
20. Spalleti, L. A. Meteorización (Intemperismo). Argentina, 2007. [en línea] <<http://cig.museo.unlp.edu.ar/docencia/sed/meteorizacion.pdf>>
21. Suarez Díaz, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Colombia, 1998.
22. Vargas, M. Characterization and classification of tropical soil. In International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore, 1988.
23. Varnes, D. J. Slope movement types and processes. Washington. 1978.
24. Vivar Romero, G. Método de ensayo estándar para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero (DPL) de punta cónica. Instituto para el desarrollo de los pavimentos en el Perú (IDPP), Lima, 2008.
25. Whitlow, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Continental, México, 1998.
26. XSTRATA Tintaya SAC. Estudio de Peligro Sísmico – Proyecto Antapaccay. Cusco, 2008.

ANEXOS

ANEXO A

PLANOS



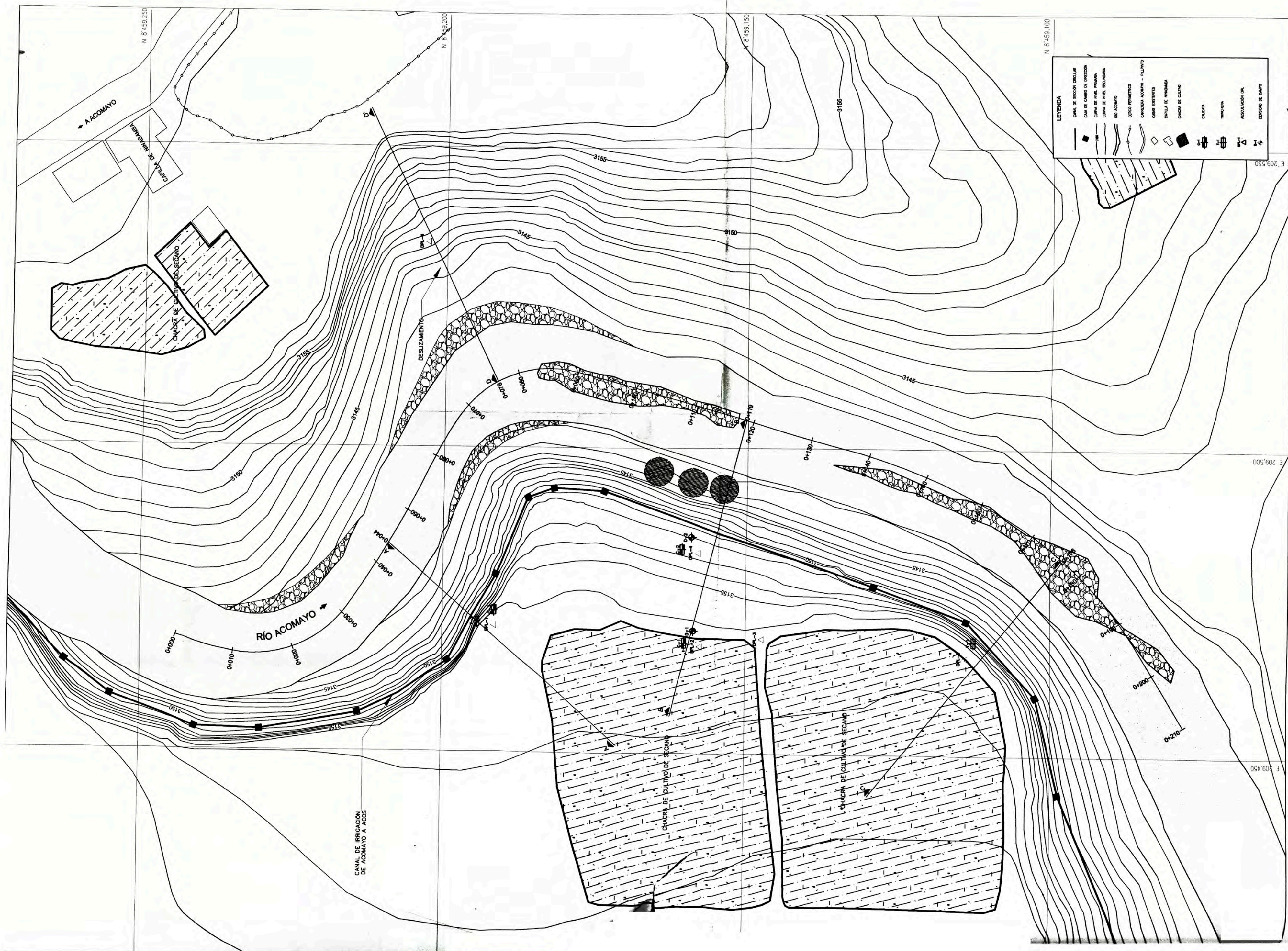
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE MECÁNICA DE SUELOS

TEMA DE TESIS: **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES**

TESISTA: **JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES** ASESOR: **ING. GERMÁN TELLO PALACIOS**

PLANO: **UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO** PLANO N.º: **01**

DISEÑO: J.J.C. DIBUJO: J.J.C. REVISADO: G.T.P. ESCALA: S/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

ING. GERMAN TELLO PALACIOS

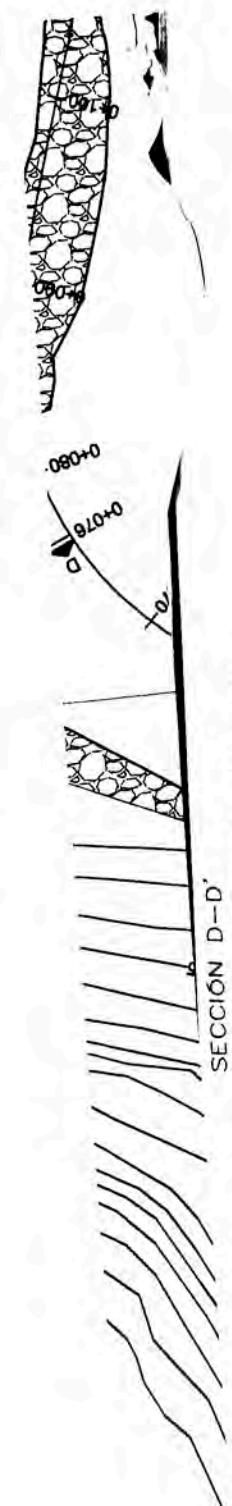
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO, Y
 UBICACIÓN DE SONDEOS

ESCALA: 1:400

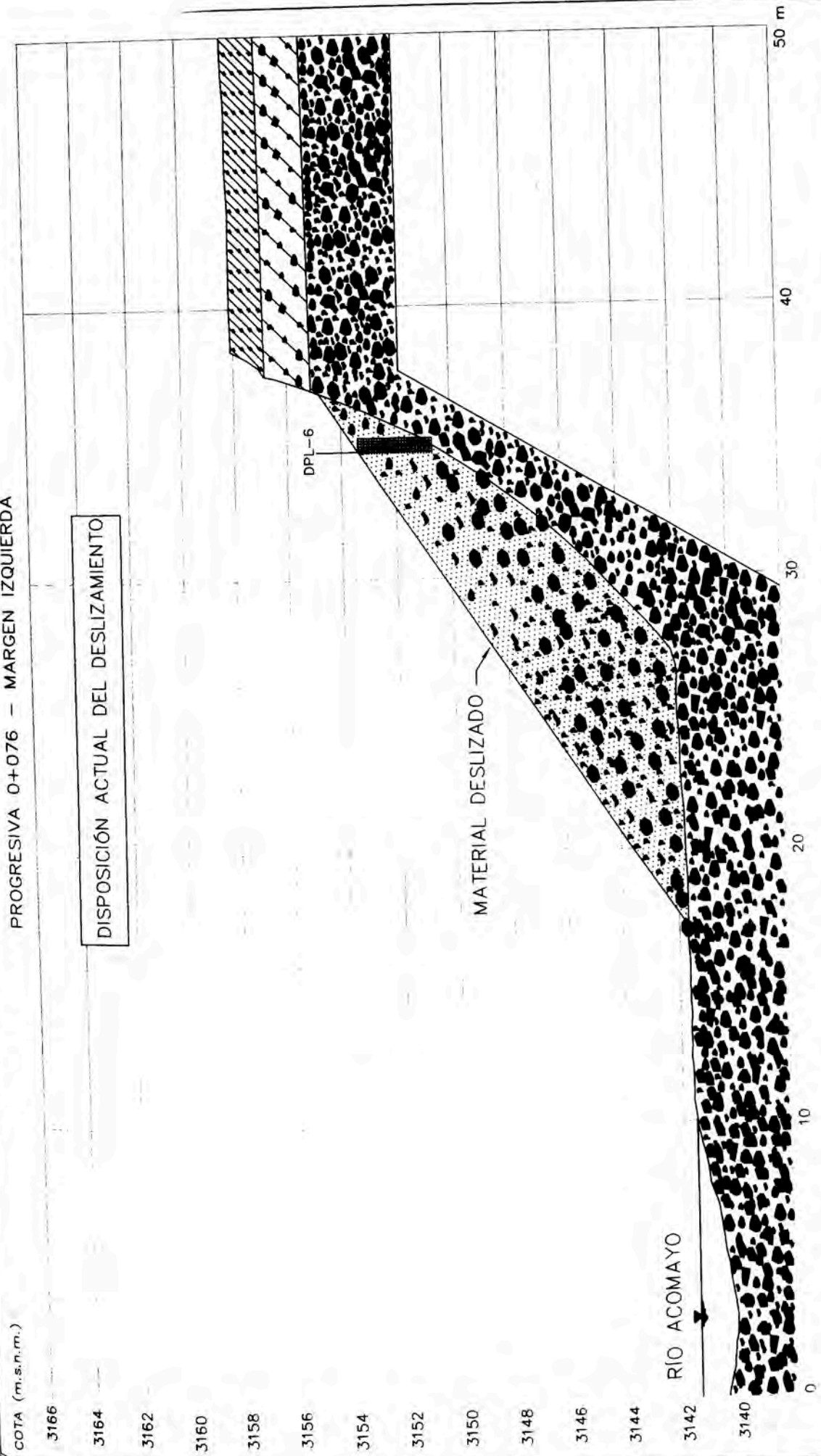
03



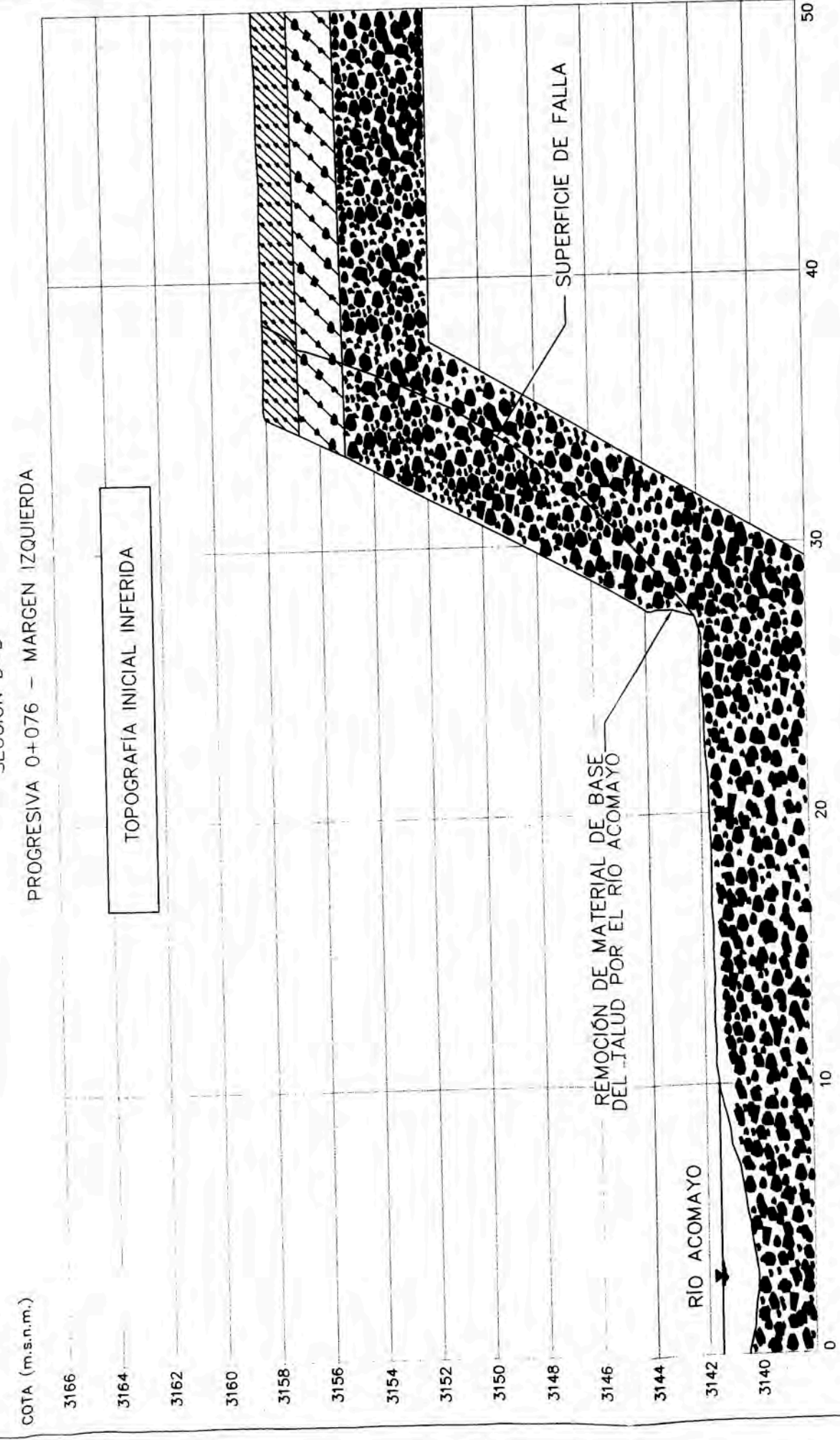
ESCALA GRÁFICA



SECCIÓN D-D'
PROGRESIVA 0+076 - MARGEN IZQUIERDA



SECCIÓN D-D'
PROGRESIVA 0+076 - MARGEN IZQUIERDA



LEYENDA

- SUELO RESIDUAL MADURO ZONA I y II
- SUELO RESIDUAL JOVEN (ESPRUENTO) ZONA III
- BRECHA METEORIZADA ZONA IV



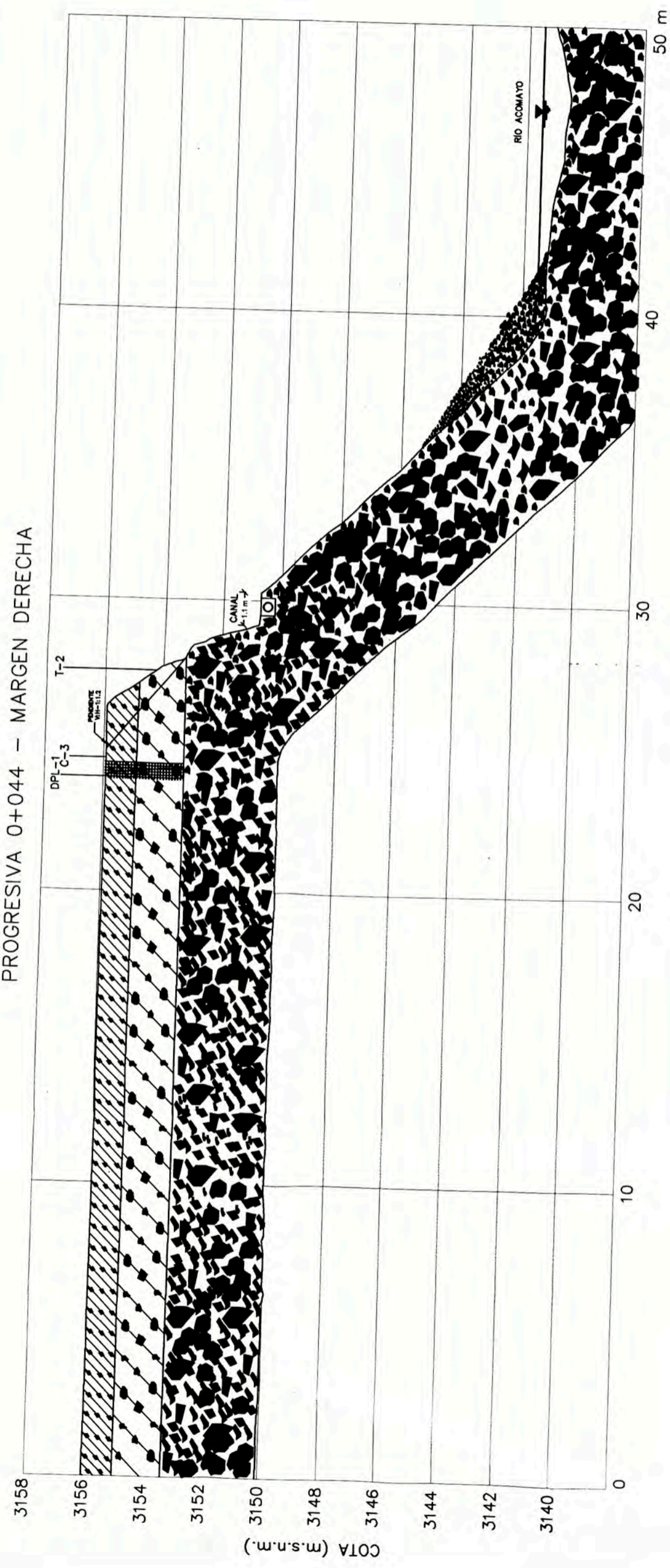
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE MECÁNICA DE SUELOS

TEMA DE TESIS: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
TESISTA: JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES
ASESOR: ING. GERMÁN TELLO PALACIOS

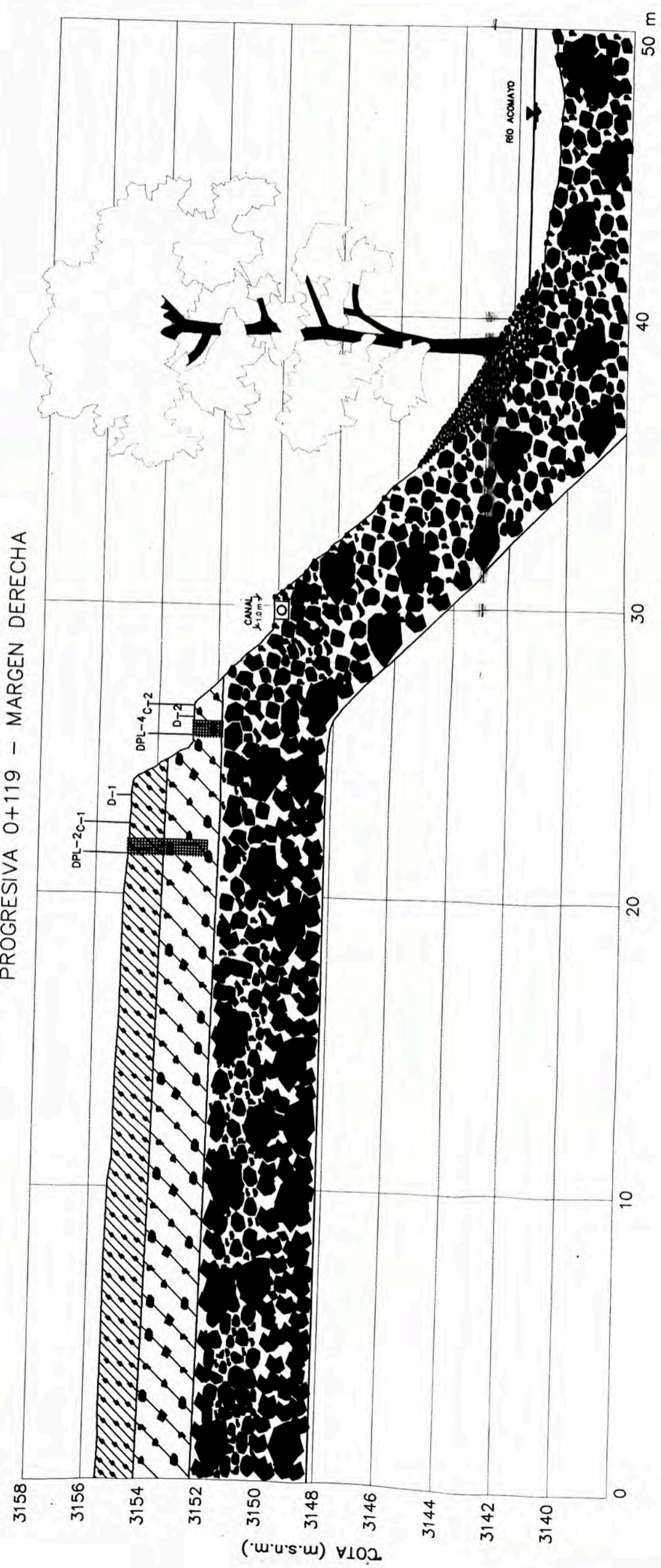
PLANO: GEOMETRÍA DE TALUD DESLIZADO
ESESIC: J.J.C. DIBUJO: J.J.C. REVISADO: G.T.P. ESCALA: 1/200

PLANO N°: 04

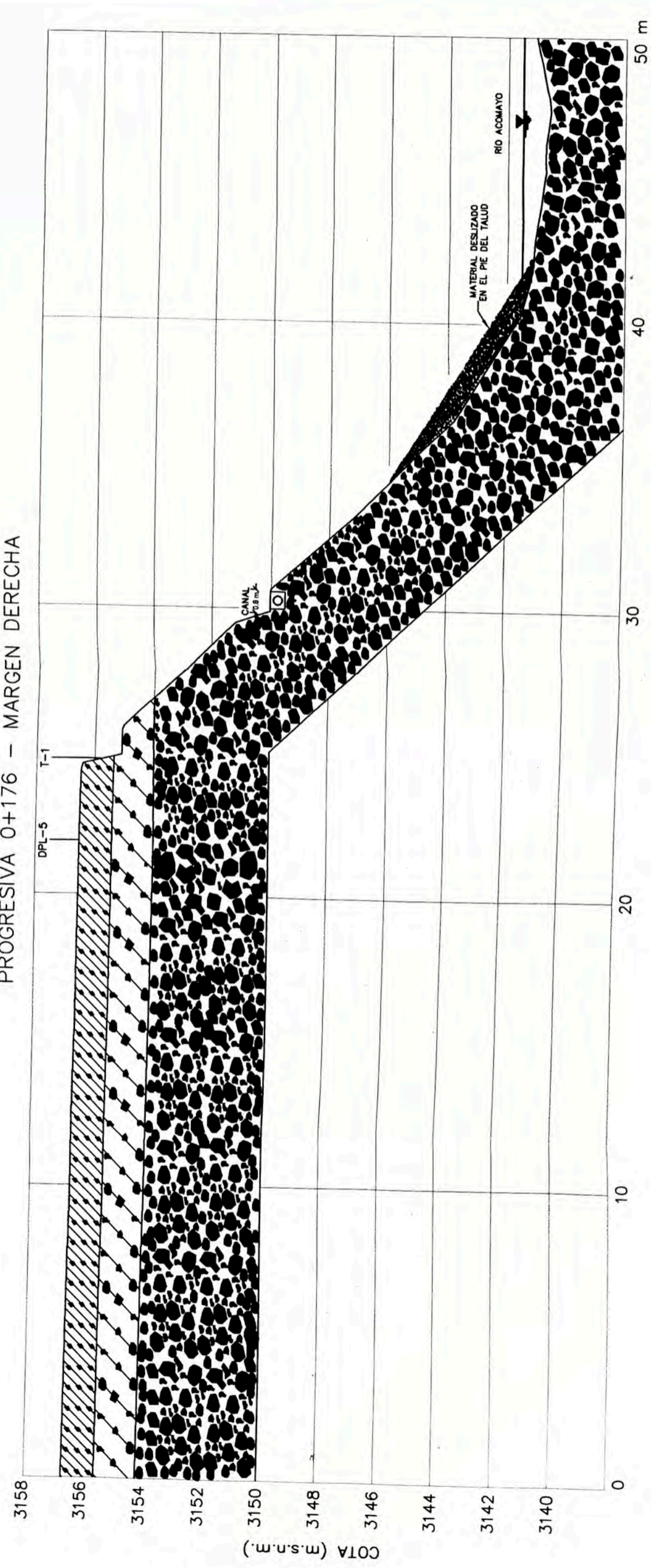
SECCIÓN A-A'
PROGRESIVA 0+044 - MARGEN DERECHA



SECCIÓN B-B'
PROGRESIVA 0+119 - MARGEN DERECHA



SECCIÓN C-C'
PROGRESIVA 0+176 - MARGEN DERECHA



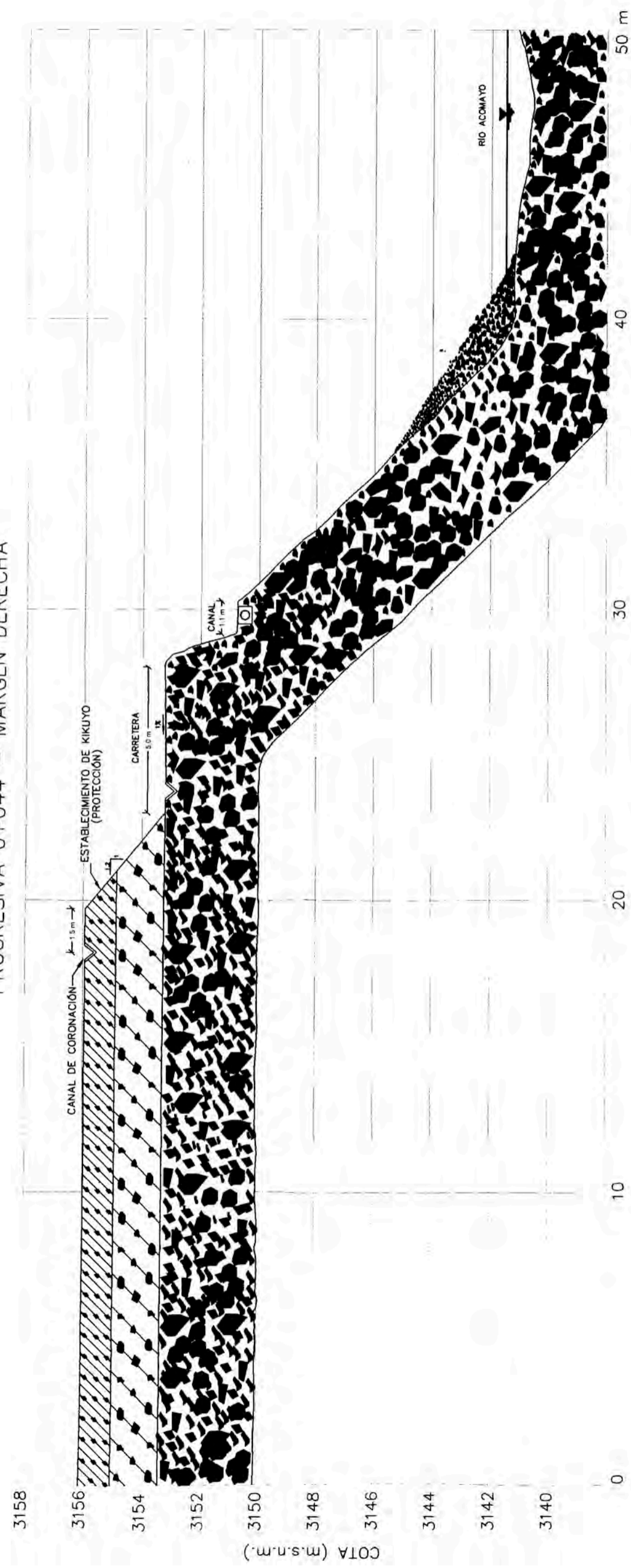
ESCALA GRÁFICA



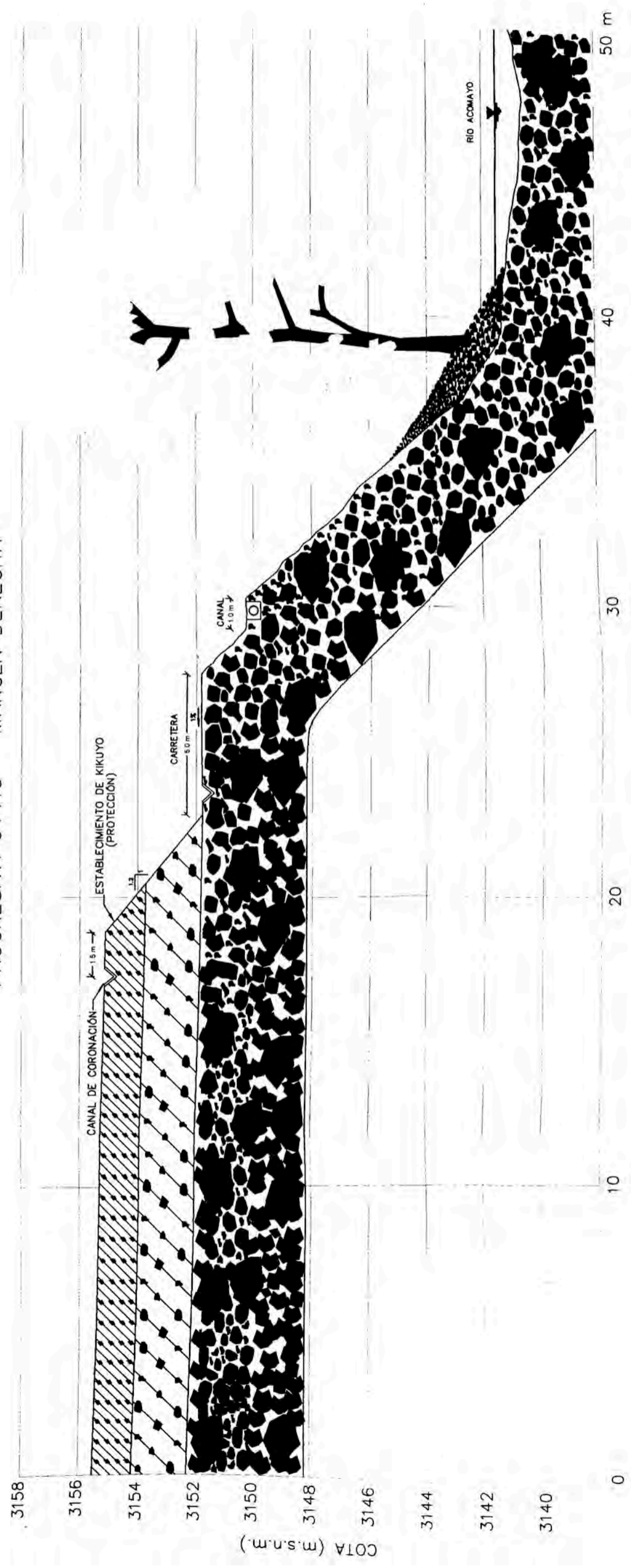
LEYENDA

| | | | |
|--|--|-------|-------------------------------------|
| | SUELO RESIDUAL NOVO (ZONA I y II) | C-1 | CAJAZA |
| | SUELO RESIDUAL NOVO (LIMPIEZA) (ZONA II) | DPL-1 | POZOS DE PENETRACION DINAMICA LOCAL |
| | PIEDRA METEORICA (ZONA II) | D-2 | DESIZADO DE CAMPO |

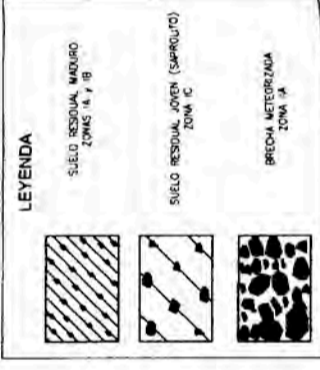
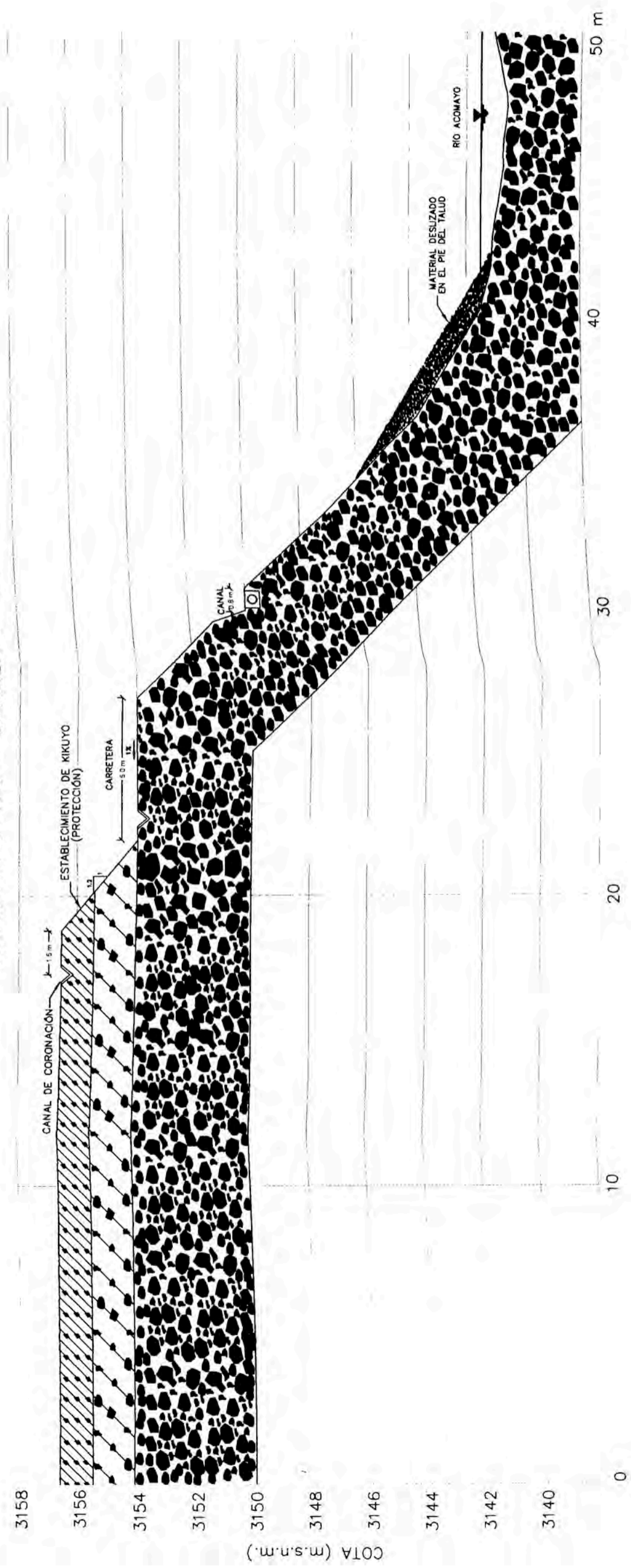
SECCIÓN A-A'
PROGRESIVA 0+044 - MARGEN DERECHA



SECCIÓN B-B'
PROGRESIVA 0+119 - MARGEN DERECHA



SECCIÓN C-C'
PROGRESIVA 0+176 - MARGEN DERECHA



ANEXO B

REGISTRO DE SONDAJES



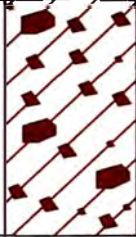




UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPLORACIÓN DE CAMPO

REGISTRO DE CALICATA

C - 2

| | | | | | | | | | | | |
|-------------|---|---|--|--|---|----------------|----------|--------|---|--|--|
| TESISTA | | JOHANN AVELINO JIMÉNEZ COLLANTES | | | | NIVEL FREATICO | | N.P. | | CONDICIÓN DE MUESTRA  ALTERADA  INALTERADA | |
| TESIS | | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES | | | | REGISTRADO POR | | J.J.C. | | | |
| UBICACION | | DISTRITO DE ACOMAYO - PROVINCIA DE AOMAYO - DEPARTAMENTO DE CUSCO | | | | REVISADO POR | | G.T.P. | | | |
| PROFUNDIDAD | | 1.20 m | COORDENADAS | | E: 209483.4 N: 8459160.5 | COTA (m.s.n.m) | 3152.9 | FECHA | | NOVIEMBRE, 2009 | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN SUCS - SEGUN LABORATORIO (SUCS) | SIMBOLO GRAFICO | DESCRIPCION DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | | PESO ESPECIFICO CAMPO gr/cm ³ | GRÁFICO PROFUNDIDAD vs N _{dpl} | |
| | | | | | L.L. (%) | L.P. (%) | I.P. (%) | W (%) | | | |
| 0.50 | SC |  | Grava arcillosa con arena, gravas subangulares, color beige a marrón, compactidad densa, presencia de raíces superficiales pertenecientes al pasto de la zona. Gravassubangulares de T.M. = 4% en 10%. | M - 1  | 27.85 | 20.5 | 7.35 | 2.93 | 2.07 |  | |

ANEXO C

ENSAYOS DE CAMPO

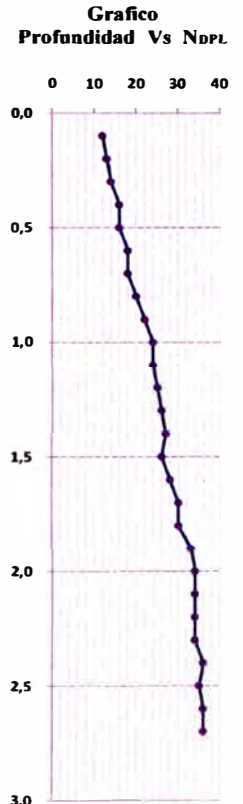
**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

PROYECTO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES
SOLICITANTE : BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DEPARTAMENTO CUSCO
FECHA : NOVIEMBRE 2009

REALIZADO J.J.C.
REVISADO C.T.C.
PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3156,2
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 2,7
PROFUND. NIVEL FREATICO (m) NP

DPL-1

| Profund. (m) | SUCS | Descripción | N _{dpl} | N _{spt} | Angulo de Rozamiento Interno Φ' (°) | | |
|--------------|------|---|------------------|------------------|--|---|-------------|
| | | | | | Oshaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) |
| 0.1 | SC | Arena arcillosa con gravas subangulares, color beige, compacidad firme, con presencia de raíces aisladas secas. | 12 | 14 | 31,7 | 29,5 | 29,0 |
| 0.2 | | | 13 | | | | |
| 0.3 | | | 14 | | | | |
| 0.4 | | | 16 | | | | |
| 0.5 | | | 16 | | | | |
| 0.6 | | | 18 | | | | |
| 0.7 | | | 18 | | | | |
| 0.8 | | | 20 | | | | |
| 0.9 | | | 22 | | | | |
| 1.0 | | | 24 | | | | |
| 1.1 | GC | Grava arcillosa con arena, gravas angulosas, color marrón a gris, compacidad densa, gravas angulosas de T.M.=4" en 10%. | 24 | 26 | 37,8 | 34,7 | 29,8 |
| 1.2 | | | 25 | | | | |
| 1.3 | | | 26 | | | | |
| 1.4 | | | 27 | | | | |
| 1.5 | | | 26 | | | | |
| 1.6 | | | 28 | | | | |
| 1.7 | | | 30 | | | | |
| 1.8 | | | 30 | | | | |
| 1.9 | | | 33 | | | | |
| 2.0 | | | 34 | | | | |
| 2.1 | GC | | 34 | 35 | 41,5 | 37,9 | 30,2 |
| 2.2 | | | 34 | | | | |
| 2.3 | | | 34 | | | | |
| 2.4 | | | 36 | | | | |
| 2.5 | | | 35 | | | | |
| 2.6 | | | 36 | | | | |
| 2.7 | | | 36 | | | | |
| 2.8 | | | | | | | |
| 2.9 | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | |



Observaciones:

Ensayo realizado colindante a la calicata C-3

Rechazo del ensayo N dpl > 36 glps/10 cm, a la profundidad de 2.7 m. debido a la fricción con las gravas.



Tec. Johan Lopez Lopez



Carlos Alberto Tupia Córdova
CARLOS ALBERTO TUPIA CORDOVA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 67848

Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

PROYECTO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES

REALIZADO J.J.C.

SOLICITANTE :BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES

REVISADO C.T.C.

UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DEPARTAMENTO CUSCO

PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3155,0

FECHA : NOVIEMBRE 2009

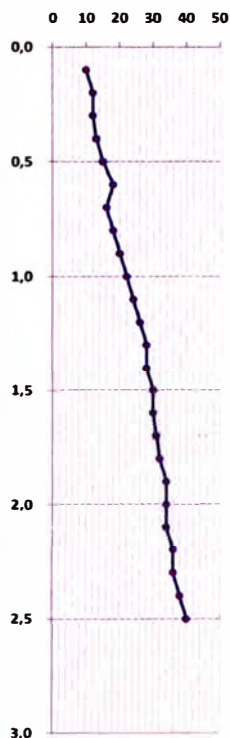
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 2,5

PROFUND. NIVEL FREATICO (m) NP

DPL-2

| Profund. (m) | SUCS | Descripción | Ndpl | Nspr | Angulo de Rozamiento Interno Φ' (°) | | |
|--------------|------|---|------|------|--|---|-------------|
| | | | | | Oshaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) |
| 0.1 | SC | Arena arcillosa con gravas subangulares, color beige, compacidad firme, con presencia de raíces aisladas secas. | 10 | 12 | 30,5 | 28,4 | 28,9 |
| 0.2 | | | 12 | | | | |
| 0.3 | | | 12 | | | | |
| 0.4 | | | 13 | | | | |
| 0.5 | | | 15 | | | | |
| 0.6 | | | 18 | | | | |
| 0.7 | | | 16 | | | | |
| 0.8 | | | 18 | | | | |
| 0.9 | | | 20 | | | | |
| 1.0 | | | 22 | | | | |
| 1.1 | GC | Grava arcillosa con arena, color marrón a gris, compacidad densa, presencia de gravas subangulares de T.M.=4" en 10%. | 24 | 27 | 38,2 | 35,1 | 29,8 |
| 1.2 | | | 26 | | | | |
| 1.3 | | | 28 | | | | |
| 1.4 | | | 28 | | | | |
| 1.5 | | | 30 | | | | |
| 1.6 | | | 30 | | | | |
| 1.7 | | | 31 | | | | |
| 1.8 | | | 32 | | | | |
| 1.9 | | | 34 | | | | |
| 2.0 | | | 34 | | | | |
| 2.1 | 37 | | 34 | 42,2 | 38,6 | 30,3 | |
| 2.2 | | | 36 | | | | |
| 2.3 | | | 36 | | | | |
| 2.4 | | | 38 | | | | |
| 2.5 | | | 40 | | | | |
| 2.6 | | | | | | | |
| 2.7 | | | | | | | |
| 2.8 | | | | | | | |
| 2.9 | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | |

Grafico Profundidad Vs Ndpl



Observaciones:

Ensayo realizado colindante a la calicata C-1

Rechazo del ensayo N dpl > 40 gpls/10 cm, a la profundidad de 2.5 m. debido a la fricción con las gravas.



Tec. Johan Lopez Lopez



Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

PROYECTO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES

REALIZADO J.J.C.

SOLICITANTE :BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES

REVISADO C.T.C.

UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DEPARTAMENTO CUSCO

PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3155,0

FECHA : NOVIEMBRE 2009

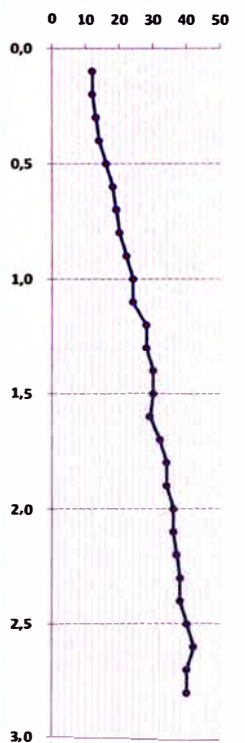
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 2,8

PROFUND. NIVEL FREATICO (m) NP

DPL-3

| Profund. (m) | SUCS | Descripción | N _{dpl} | N _{spt} | Angulo de Rozamiento Interno Φ' (°) | | |
|--------------|------|---|------------------|------------------|--|---|-------------|
| | | | | | Oshaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) |
| 0.1 | SC | Arena arcillosa con gravas subangulares, color beige, compacidad firme, con presencia de raíces aisladas secas. | 12 | 13 | 31,1 | 29,0 | 29,0 |
| 0.2 | | | 12 | | | | |
| 0.3 | | | 13 | | | | |
| 0.4 | | | 14 | | | | |
| 0.5 | | | 16 | | | | |
| 0.6 | | | 18 | | | | |
| 0.7 | | | 19 | | | | |
| 0.8 | | | 20 | 21 | 35,5 | 32,7 | 29,5 |
| 0.9 | | | 22 | | | | |
| 1.0 | | | 24 | | | | |
| 1.1 | 24 | | | | | | |
| 1.2 | 28 | 27 | 38,2 | 35,1 | 29,8 | | |
| 1.3 | 28 | | | | | | |
| 1.4 | 30 | | | | | | |
| 1.5 | 30 | | | | | | |
| 1.6 | 29 | 31 | 39,9 | 36,6 | 30,0 | | |
| 1.7 | 32 | | | | | | |
| 1.8 | 34 | | | | | | |
| 1.9 | 34 | | | | | | |
| 2.0 | 36 | 36 | 41,8 | 38,2 | 30,3 | | |
| 2.1 | 36 | | | | | | |
| 2.2 | 37 | | | | | | |
| 2.3 | 38 | | | | | | |
| 2.4 | 38 | 40 | 43,3 | 39,5 | 30,5 | | |
| 2.5 | 40 | | | | | | |
| 2.6 | 42 | | | | | | |
| 2.7 | 40 | | | | | | |
| 2.8 | 40 | | | | | | |
| 2.9 | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | |

Grafico Profundidad Vs N_{dpl}



Observaciones:

Ensayo realizado colindante a la calicata C-1 (a 12 metros)

Rechazo del ensayo N dpl > 40 glps/10 cm, a la profundidad de 2.8 m. debido a la fricción con las gravas.



Tec. Johan Lopez Lopez



CARLOS ALBERTO TUPIA CORDOVA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 67848

Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

OBJETO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
LICITANTE : BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES
UBICACIÓN : PROVINCIA: ACOMAYO, DEPARTAMENTO: CUSCO
FECHA : NOVIEMBRE 2009

REALIZADO J.J.C.
REVISADO C.T.C.
PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3152,8
PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 0,9
PROFUND. NIVEL FREÁTICO (m) NP


DPL-4

| fund. (m) | SUCS | Descripción | Ndpl | Nspt | Angulo de Rozamiento Interno Φ (°) | | | Grafico Profundidad Vs Ndpl |
|-----------|------|---|------|------|---|---|-------------|-----------------------------|
| | | | | | Ohsaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) | |
| 01 | | | 34 | | | | | |
| 02 | | | 34 | | | | | |
| 03 | | | 36 | 35,8 | 41,8 | 38,2 | 30,3 | |
| 04 | | | 37 | | | | | |
| 05 | SC | Arena arcillosa de tonalidades marrón a gris, compactación densa, presencia de gravas >4" en 10%. | 38 | | | | | |
| 06 | | | 40 | | | | | |
| 07 | | | 40 | 41 | 43,6 | 39,8 | 30,5 | |
| 08 | | | 42 | | | | | |
| 09 | | | 42 | | | | | |
| 10 | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | |
| 24 | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | |
| 28 | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | |

Observaciones:

Ensayo realizado colindante a la calicata C-2.

Rechazo del ensayo Ndpl > 42 gips/10cm, a la profundidad de 0,9 m debido a la fricción con gravas


Tec. Johan López Lopez


CARLOS ALBERTO TUPIA CORDOVA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 67648
Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

PROYECTO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES

REALIZADO J.J.C.

SOLICITANTE : BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES

REVISADO C.T.C.

UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DEPARTAMENTO CUSCO

FECHA : NOVIEMBRE 2009

DPL-5

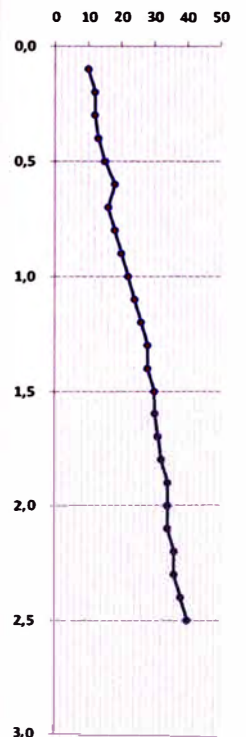
PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3156,5

PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 2,5

PROFUND. NIVEL FREÁTICO (m) NP

| Profund. (m) | SUCS | Descripción | Nºr. | Nsrr | Angulo de Rozamiento Interno Φ' (°) | | |
|--------------|------|---|------|------|--|---|-------------|
| | | | | | Oshaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) |
| 0,1 | SC | Arena arcillosa con gravas subangulares, color beige, compacidad firme, con presencia de raíces aisladas secas. | 12 | 14 | 31,7 | 29,5 | 29,0 |
| 0,2 | | | 12 | | | | |
| 0,3 | | | 14 | | | | |
| 0,4 | | | 16 | | | | |
| 0,5 | | | 18 | | | | |
| 0,6 | | | 20 | | | | |
| 0,7 | | | 20 | | | | |
| 0,8 | | | 22 | | | | |
| 0,9 | | | 24 | | | | |
| 1,0 | | | 24 | | | | |
| 1,1 | GC | Grava arcillosa con arena, color marrón a gris, compacidad densa, presencia de gravas subangulares de T.M.=4" en 10%. | 24 | 27 | 38,2 | 35,1 | 29,8 |
| 1,2 | | | 26 | | | | |
| 1,3 | | | 27 | | | | |
| 1,4 | | | 28 | | | | |
| 1,5 | | | 30 | | | | |
| 1,6 | | | 30 | | | | |
| 1,7 | | | 32 | | | | |
| 1,8 | | | 34 | | | | |
| 1,9 | | | 36 | | | | |
| 2,0 | | | 37 | | | | |
| 2,1 | 40 | | 38 | 40 | 43,3 | 39,5 | 30,5 |
| 2,2 | | | 40 | | | | |
| 2,3 | | | 40 | | | | |
| 2,4 | | | 42 | | | | |
| 2,5 | | | 42 | | | | |
| 2,6 | | | | | | | |
| 2,7 | | | | | | | |
| 2,8 | | | | | | | |
| 2,9 | | | | | | | |
| 3,0 | | | | | | | |

Grafico Profundidad Vs Nprr



Observaciones:

Ensayo realizado a 2 metros de la cara de la trinchera T-1.

Rechazo del ensayo N dpl > 42 gpls/10 cm, a la profundidad de 2.5 m. debido a la fricción con las gravas.



Tec. Johan Lopez Lopez



CARLOS ALBERTO TUPIA CORDOVA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 67848

Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**REGISTRO DE SONDEO PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL
NTE 339.159 (DIN4094)**

PROYECTO : TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES

REALIZADO J.J.C.

SOLICITANTE : BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES

REVISADO C.T.C.

UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DEPARTAMENTO CUSCO

FECHA : NOVIEMBRE 2009

DPL-6

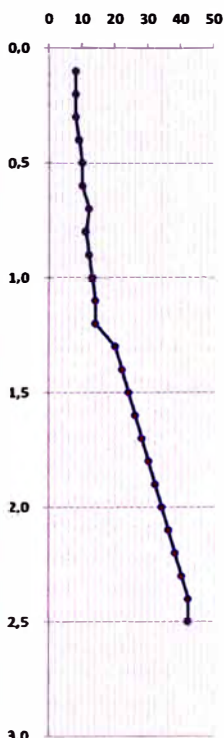
PROFUNDIDAD INICIO ENSAYO (msnm) 3148,6

PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m) 2,5

PROFUND. NIVEL FREÁTICO (m) NP

| Profund. (m) | SUCS | Descripción | Ndpl | Nspt | Angulo de Rozamiento Interno Φ' (°) | | | | |
|--------------|------|---|------|------|--|---|-------------|--|--|
| | | | | | Oshaki (1970) | La Asociación Japonesa de Carreteras (1990) | Peck (1953) | | |
| 0.1 | | Material deslizado, conformado por arena arcillosa, compacidad suelta, de tonalidad beige, presencia abundante de raíces superficiales. | 8 | 9 | 28,4 | 26,6 | 28,6 | | |
| 0.2 | | | 8 | | | | | | |
| 0.3 | | | 8 | | | | | | |
| 0.4 | | | 9 | | | | | | |
| 0.5 | | | 10 | | | | | | |
| 0.6 | | | 10 | | | | | | |
| 0.7 | | | 12 | | | | | | |
| 0.8 | | | 11 | | | | | | |
| 0.9 | | | 12 | | | | | | |
| 1.0 | | | 13 | | | | | | |
| 1.1 | | Grava arcillosa de tonalidad marrón a gris, compacidad densa, presencia de gravas angulosas > 4° en 10%. | 14 | 19 | 34,5 | 31,9 | 29,4 | | |
| 1.2 | | | 14 | | | | | | |
| 1.3 | | | 20 | | | | | | |
| 1.4 | | | 22 | | | | | | |
| 1.5 | | | 24 | | | | | | |
| 1.6 | | | 26 | | | | | | |
| 1.7 | | | 28 | | | | | | |
| 1.8 | | | 30 | | | | | | |
| 1.9 | | | 32 | | | | | | |
| 2.0 | | | 34 | | | | | | |
| 2.1 | | 36 | 40 | 43,3 | 39,5 | 30,5 | | | |
| 2.2 | | 38 | | | | | | | |
| 2.3 | | 40 | | | | | | | |
| 2.4 | | 42 | | | | | | | |
| 2.5 | | 42 | | | | | | | |
| 2.6 | | | | | | | | | |
| 2.7 | | | | | | | | | |
| 2.8 | | | | | | | | | |
| 2.9 | | | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | | | |

Grafico Profundidad Vs Ndpl



Observaciones:

Ensayo realizado a la mitad del Talud Ninabamba, en el material producto del deslizamiento.

Rechazo del ensayo N dpl > 42 gpls/10 cm, a la profundidad de 2.5 m. debido a la fricción con las gravas.



Tec. Johan Lopez Lopez



Ing. Carlos A. Tupia Córdova

**ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO
ASTM-D1556**

SOLICITADO: BACH. JOHANN JIMÉNEZ COLLANTES
PROYECTO: TESIS DE GRADO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
UBICACIÓN: PROVINCIA: ACOMAYO, DEPARTAMENTO: CUSCO

REALIZADO J.J.C.
REVISADO C.T.C.

| DESCRIPCION | Unidad de Medida | PUNTOS DE CONTROL | | | |
|-----------------|------------------|-------------------|------------|--|--|
| | | DS-1 | DS-2 | | |
| Ubicación | — | C-1 | C-2 | | |
| Nivel de ensayo | m | 0,5 | 0,5 | | |
| Fecha | — | 10/11/2009 | 10/11/2009 | | |

DENSIDAD HUMEDA

| | | | | | |
|-------------------------------------|--------------------|---------|---------|--|--|
| Peso del frasco + arena | gr | 5946,00 | 5856,00 | | |
| Peso del frasco + arena que queda | gr | 1873,00 | 1775,00 | | |
| Peso de arena empleada | gr | 4073,00 | 4081,00 | | |
| Peso de arena en el cono | gr | 1403,00 | 1403,00 | | |
| Peso de arena en la excavación | gr | 2670,00 | 2678,00 | | |
| Densidad de la arena | gr/cm ³ | 1,27 | 1,27 | | |
| Volumen del material extraido | cm ³ | 2102,36 | 2108,66 | | |
| Peso del recipiente + suelo + grava | gr | 4452,00 | 4625,00 | | |
| Peso del recipiente | gr | 0,00 | 0,00 | | |
| Peso del suelo + grava | gr | 4452,00 | 4625,00 | | |
| Peso retenido en la malla 3/4" | gr | 1800,00 | 2115,00 | | |
| Peso específico de la grava | gr/cm ³ | 2,36 | 2,36 | | |
| Volumen de la grava | cm ³ | 762,71 | 896,19 | | |
| Peso de finos | gr | 2652,00 | 2510,00 | | |
| Volumen de finos | cm ³ | 1339,65 | 1212,47 | | |
| Densidad Húmeda | gr/cm ³ | 1,98 | 2,07 | | |

CONTENIDO DE HUMEDAD

| | | | | | |
|----------------------|---|------|------|--|--|
| Contenido de humedad | % | 4,17 | 2,93 | | |
|----------------------|---|------|------|--|--|

RESULTADOS

| | | | | | |
|----------------------|--------------------|------|------|--|--|
| Densidad húmeda | gr/cm ³ | 1,98 | 2,07 | | |
| Contenido de humedad | % | 4,17 | 2,93 | | |
| Densidad seca | gr/cm ³ | 1,90 | 2,01 | | |



ERICK GRANDEZ IBERICO
TECNICO DE LABORATORIO



Carlos Alberto Tupia Cordova
CARLOS ALBERTO TUPIA CORDOVA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 67848

CARLOS TUPIA CORDOVA
INGENIERO REponsable

ANEXO D

ENSAYOS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
 Prof.(m.) : 0.00 - 1.30
 Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | (% Parcial | (% Acumulado | |
|---------|---------------|---------------|-----------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | |
| 1 1/2" | 38.100 | - | - | 100.0 |
| 1" | 25.400 | 3.9 | 3.9 | 96.1 |
| 3/4" | 19.050 | 3.6 | 7.5 | 92.5 |
| 1/2" | 12.700 | 4.3 | 11.8 | 88.2 |
| 3/8" | 9.525 | 3.4 | 15.3 | 84.7 |
| 1/4" | 6.350 | 5.2 | 20.5 | 79.5 |
| N°4 | 4.760 | 5.2 | 25.7 | 74.3 |
| N°10 | 2.000 | 14.7 | 40.3 | 59.7 |
| N°20 | 0.840 | 12.0 | 52.4 | 47.6 |
| N°30 | 0.590 | 4.0 | 56.4 | 43.6 |
| N°40 | 0.426 | 4.0 | 60.4 | 39.6 |
| N°60 | 0.250 | 5.9 | 66.2 | 33.8 |
| N°100 | 0.149 | 5.1 | 71.3 | 28.7 |
| N°200 | 0.074 | 1.0 | 72.3 | 27.7 |
| - N°200 | | 27.7 | | |

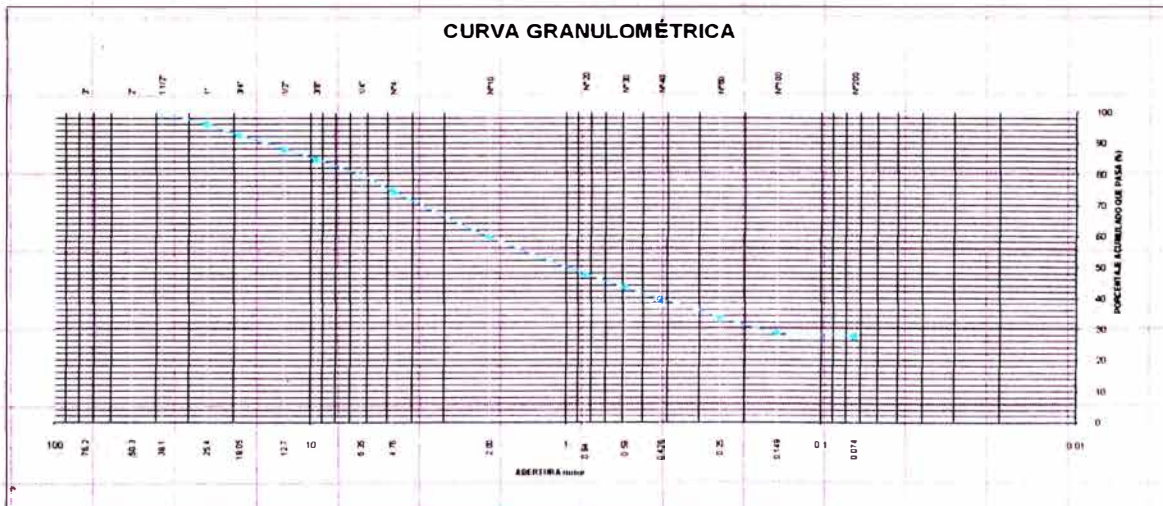
| | | |
|---------|---|------|
| % grava | : | 25.7 |
| % arena | : | 46.6 |
| % finos | : | 27.7 |

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

| | | |
|---------------------|---|-------|
| Límite Líquido (%) | : | 32.25 |
| Límite plástico (%) | : | 22.22 |
| Índice Plástico (%) | : | 10.03 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-4(0)

CURVA GRANULOMÉTRICA



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Poul Huambo



[Handwritten signature]



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
 Prof.(m.) : 1.30-2.00
 Muestra : M-2

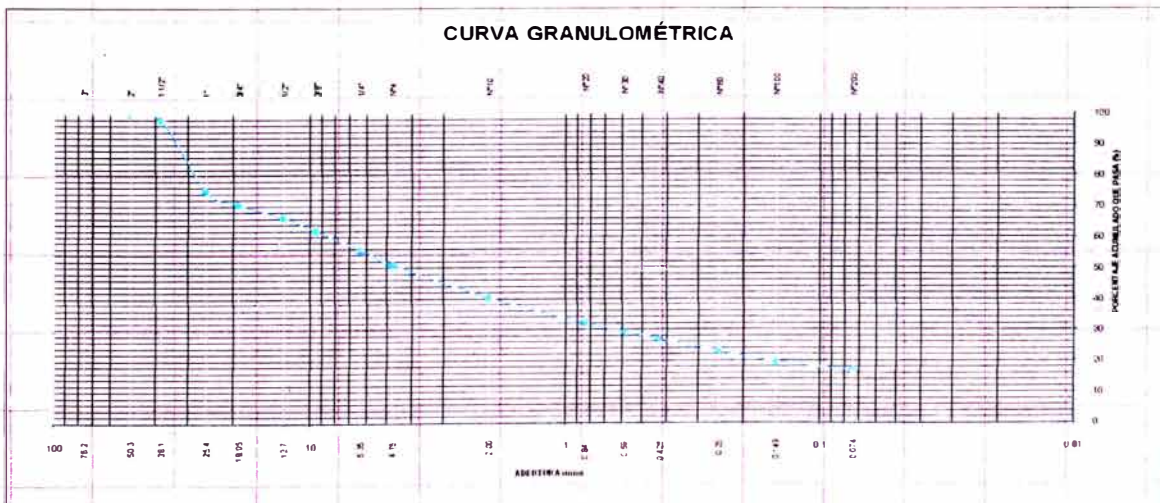
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | (% Parcial | (% Acumulado | |
|---------|---------------|---------------|-----------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | 100.0 |
| 1 1/2" | 38.100 | 1.9 | 1.9 | 98.1 |
| 1" | 25.400 | 23.1 | 25.0 | 75.0 |
| 3/4" | 19.050 | 4.4 | 29.4 | 70.6 |
| 1/2" | 12.700 | 4.2 | 33.7 | 66.3 |
| 3/8" | 9.525 | 4.3 | 37.9 | 62.1 |
| 1/4" | 6.350 | 6.3 | 44.2 | 55.8 |
| N°4 | 4.760 | 4.7 | 48.9 | 51.1 |
| N°10 | 2.000 | 10.6 | 59.5 | 40.5 |
| N°20 | 0.840 | 8.3 | 67.8 | 32.2 |
| N°30 | 0.590 | 2.6 | 70.5 | 29.5 |
| N°40 | 0.426 | 2.6 | 73.1 | 26.9 |
| N°60 | 0.250 | 3.7 | 76.8 | 23.2 |
| N°100 | 0.149 | 3.6 | 80.3 | 19.7 |
| N°200 | 0.074 | 2.7 | 83.1 | 16.9 |
| - N°200 | | 16.9 | | |

| | |
|---------|--------|
| % grava | : 48.9 |
| % arena | : 34.2 |
| % finos | : 16.9 |

| LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318 | |
|---------------------------------------|---------|
| Límite Líquido (%) | : 26.78 |
| Límite plástico (%) | : 19.05 |
| Índice Plástico (%) | : 7.73 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-4(0)



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Poul Huambo



Handwritten signature of Johann Avelino Jimenez Collantes



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2
 Prof.(m.) : 0.00-1.20
 Muestra : M-1

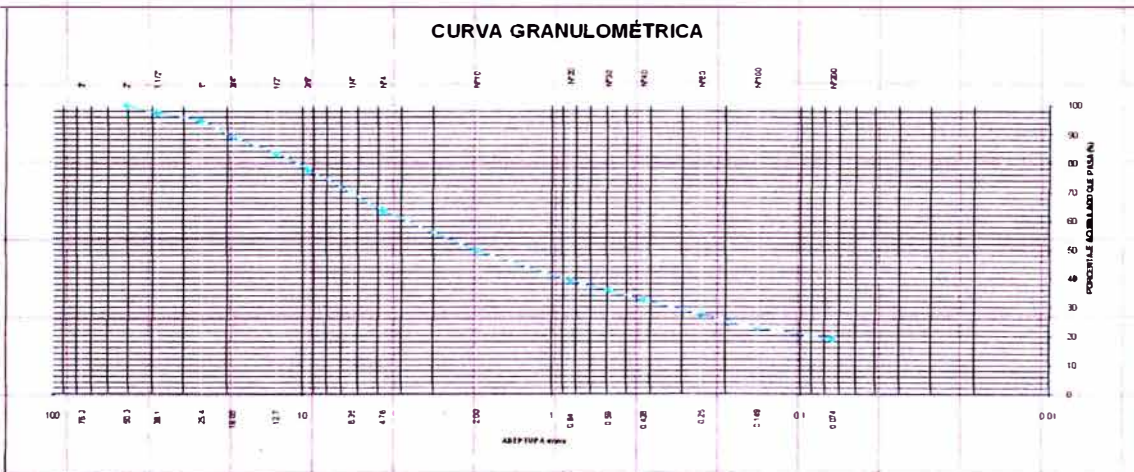
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | (% Parcial | (% Acumulado | |
|---------|---------------|---------------|--------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | 100.0 |
| 1 1/2" | 38.100 | 2.4 | 2.4 | 97.6 |
| 1" | 25.400 | 3.0 | 5.4 | 94.6 |
| 3/4" | 19.050 | 5.6 | 11.1 | 88.9 |
| 1/2" | 12.700 | 5.5 | 16.6 | 83.4 |
| 3/8" | 9.525 | 5.6 | 22.2 | 77.8 |
| 1/4" | 6.350 | 8.1 | 30.3 | 69.7 |
| N°4 | 4.760 | 6.0 | 36.3 | 63.7 |
| N°10 | 2.000 | 13.7 | 50.0 | 50.0 |
| N°20 | 0.840 | 10.7 | 60.7 | 39.3 |
| N°30 | 0.590 | 3.4 | 64.1 | 35.9 |
| N°40 | 0.426 | 3.4 | 67.5 | 32.5 |
| N°60 | 0.250 | 4.8 | 72.3 | 27.7 |
| N°100 | 0.149 | 4.6 | 76.9 | 23.1 |
| N°200 | 0.074 | 3.9 | 80.8 | 19.2 |
| - N°200 | | 19.2 | | |

| | |
|---------|--------|
| % grava | : 36.3 |
| % arena | : 44.5 |
| % finos | : 19.2 |

| LÍMITES DE CONSISTENCIA | | ASTM |
|-------------------------|---------|------|
| D4318 | | |
| Límite Líquido (%) | : 27.85 | |
| Límite plástico (%) | : 20.5 | |
| Índice Plástico (%) | : 7.35 | |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-4(0)
 Contenido de Humedad ASTM D-2216 : 2.926
 Peso Volumetrico NTP 339.139 : 1.995
 Gravedad Especifica de Solidos ASTM D-854 : 2.723



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Paul Huambo



Handwritten signature of the technician.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3
 Prof.(m.) : 0.00-1.00
 Muestra : M-1

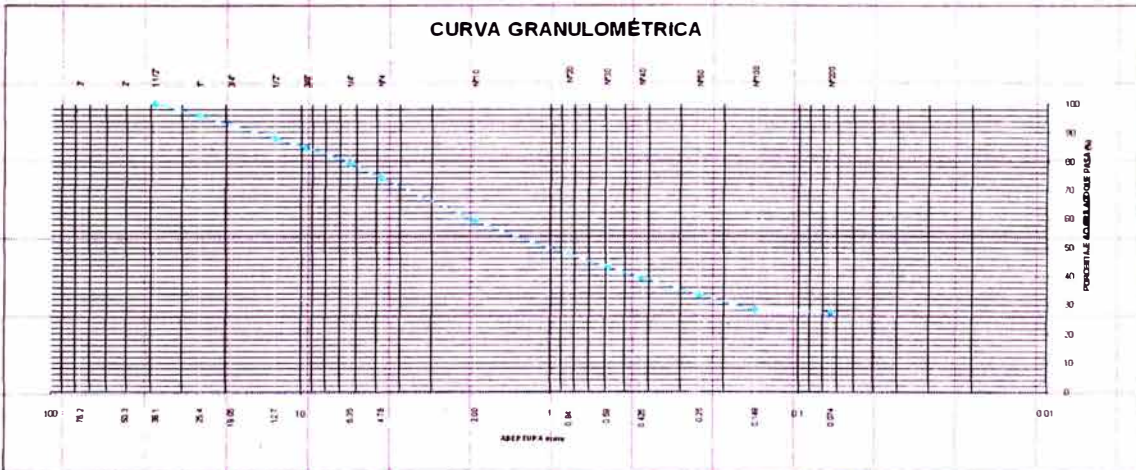
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | (% Parcial | (% Acumulado | |
|---------|---------------|---------------|-----------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | |
| 1 1/2" | 38.100 | - | - | 100.0 |
| 1" | 25.400 | 4.0 | 4.0 | 96.0 |
| 3/4" | 19.050 | 3.6 | 7.6 | 92.4 |
| 1/2" | 12.700 | 4.4 | 12.0 | 88.0 |
| 3/8" | 9.525 | 3.4 | 15.4 | 84.6 |
| 1/4" | 6.350 | 5.2 | 20.6 | 79.4 |
| N°4 | 4.760 | 5.2 | 25.9 | 74.1 |
| N°10 | 2.000 | 14.7 | 40.5 | 59.5 |
| N°20 | 0.840 | 12.0 | 52.5 | 47.5 |
| N°30 | 0.590 | 4.1 | 56.6 | 43.4 |
| N°40 | 0.426 | 4.0 | 60.6 | 39.4 |
| N°60 | 0.250 | 5.9 | 66.5 | 33.5 |
| N°100 | 0.149 | 5.1 | 71.5 | 28.5 |
| N°200 | 0.074 | 0.9 | 72.5 | 27.5 |
| - N°200 | | 27.5 | | |

| | |
|---------|--------|
| % grava | : 25.9 |
| % arena | : 46.6 |
| % finos | : 27.5 |

| LÍMITES DE CONSISTENCIA | ASTM |
|-------------------------|---------|
| D4318 | |
| Limite Líquido (%) | : 31.59 |
| Limite plástico (%) | : 20 |
| Indice Plástico (%) | : 11.59 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-6(0)
 Contenido de Humedad ASTM D-2216 : 4.173
 Peso Volumetrico NTP 339.139 : 1.932
 Gravedad Especifica de Solidos ASTM D-854 : 2.651



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante
 Ejecución : Tec. J. Paul Huambo



[Handwritten signature]



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3
 Prof.(m.) : 1.00-1.80
 Muestra : M-2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

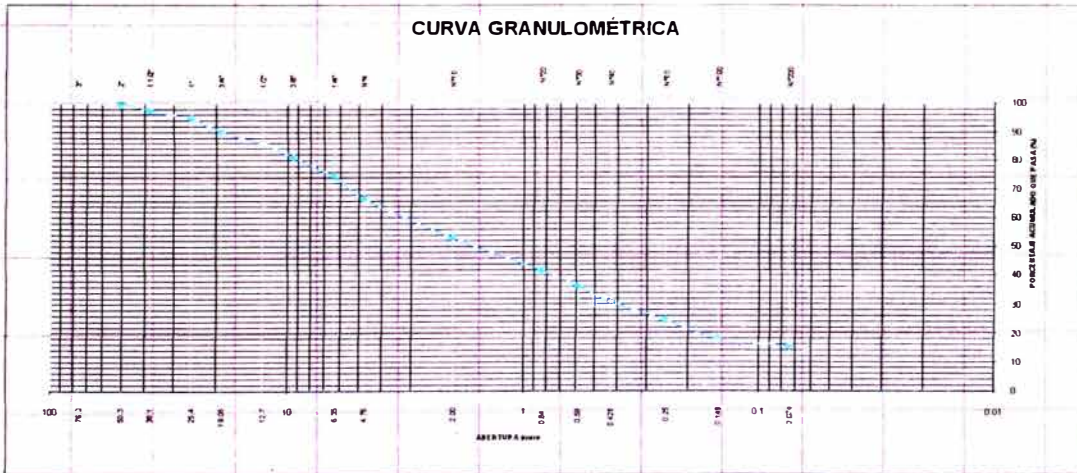
| Tamiz | Abertura (mm) | (%) Parcial | (%) Acumulado | |
|---------|---------------|----------------|---------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | 100.0 |
| 1 1/2" | 38.100 | 2.3 | 2.3 | 97.7 |
| 1" | 25.400 | 2.9 | 5.3 | 94.7 |
| 3/4" | 19.050 | 4.5 | 9.8 | 90.2 |
| 1/2" | 12.700 | 4.4 | 14.2 | 85.8 |
| 3/8" | 9.525 | 4.7 | 18.9 | 81.1 |
| 1/4" | 6.350 | 6.7 | 25.6 | 74.4 |
| N°4 | 4.760 | 7.7 | 33.3 | 66.7 |
| N°10 | 2.000 | 13.6 | 46.9 | 53.1 |
| N°20 | 0.840 | 11.3 | 58.1 | 41.9 |
| N°30 | 0.590 | 5.4 | 63.6 | 36.4 |
| N°40 | 0.426 | 5.5 | 69.0 | 31.0 |
| N°60 | 0.250 | 6.5 | 75.5 | 24.5 |
| N°100 | 0.149 | 6.4 | 81.9 | 18.1 |
| N°200 | 0.074 | 2.8 | 84.7 | 15.3 |
| - N°200 | | 15.3 | | |

| | |
|---------|--------|
| % grava | : 33.3 |
| % arena | : 51.4 |
| % finos | : 15.3 |

| LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318 | |
|---------------------------------------|---------|
| Límite Líquido (%) | : 27.43 |
| Límite plástico (%) | : 19.05 |
| Índice Plástico (%) | : 8.38 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-4(0)

CURVA GRANULOMÉTRICA



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Paul Huambo



Handwritten signature in black ink over the stamp.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : T-1
 Prof.(m.) : 0.00-1.50
 Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | (% Parcial | (% Acumulado | |
|---------|---------------|---------------|-----------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | |
| 1 1/2" | 38.100 | - | - | 100.0 |
| 1" | 25.400 | 4.1 | 4.1 | 95.9 |
| 3/4" | 19.050 | 3.7 | 7.8 | 92.2 |
| 1/2" | 12.700 | 4.5 | 12.4 | 87.6 |
| 3/8" | 9.525 | 3.6 | 15.9 | 84.1 |
| 1/4" | 6.350 | 5.3 | 21.2 | 78.8 |
| N°4 | 4.760 | 5.3 | 26.5 | 73.5 |
| N°10 | 2.000 | 14.5 | 41.0 | 59.0 |
| N°20 | 0.840 | 12.0 | 53.0 | 47.0 |
| N°30 | 0.590 | 4.2 | 57.2 | 42.8 |
| N°40 | 0.426 | 4.1 | 61.3 | 38.7 |
| N°60 | 0.250 | 6.0 | 67.2 | 32.8 |
| N°100 | 0.149 | 5.2 | 72.4 | 27.6 |
| N°200 | 0.074 | 1.1 | 73.5 | 26.5 |
| - N°200 | | 26.5 | | |

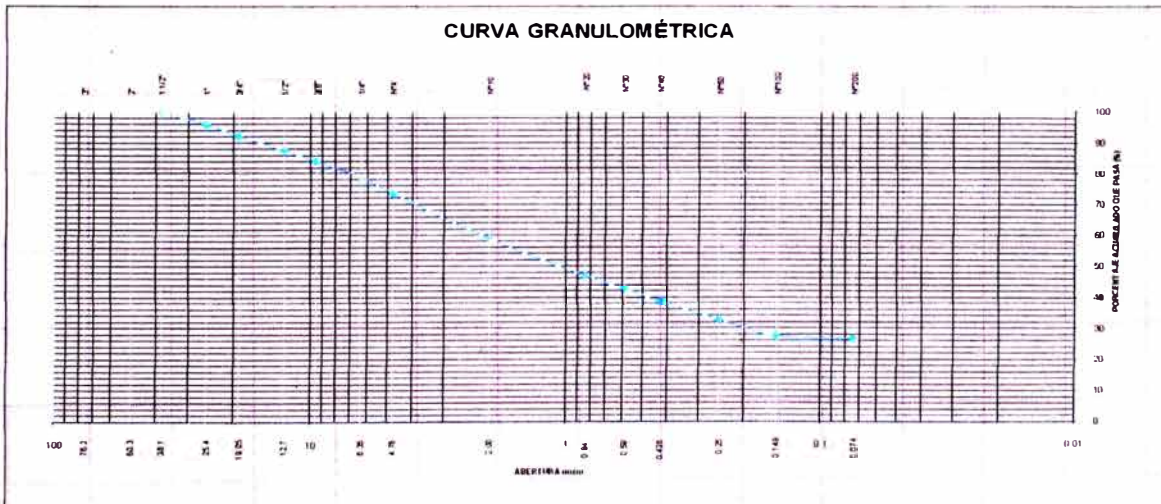
| | |
|---------|--------|
| % grava | : 26.5 |
| % arena | : 47.0 |
| % finos | : 26.5 |

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

| | |
|---------------------|---------|
| Límite Líquido (%) | : 31.74 |
| Límite plástico (%) | : 20 |
| Índice Plástico (%) | : 11.74 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-6(0)

CURVA GRANULOMÉTRICA



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Poul Huambo

[Handwritten signature]



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITANTE : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : T-2
 Prof.(m.) : 0.00-2.60
 Muestra : M-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

| Tamiz | Abertura (mm) | Parcial (%) | Acumulado (%) | |
|---------|---------------|-------------|---------------|-------|
| | | | Reteni | Pasa |
| 3" | 76.200 | - | - | |
| 2" | 50.300 | - | - | 100.0 |
| 1 1/2" | 38.100 | 3.1 | 3.1 | 96.9 |
| 1" | 25.400 | 3.6 | 6.7 | 93.3 |
| 3/4" | 19.050 | 5.6 | 12.4 | 87.6 |
| 1/2" | 12.700 | 5.5 | 17.9 | 82.1 |
| 3/8" | 9.525 | 5.6 | 23.5 | 76.5 |
| 1/4" | 6.350 | 7.6 | 31.1 | 68.9 |
| N°4 | 4.760 | 5.9 | 37.0 | 63.0 |
| N°10 | 2.000 | 12.0 | 49.0 | 51.0 |
| N°20 | 0.840 | 9.6 | 58.6 | 41.4 |
| N°30 | 0.590 | 3.9 | 62.4 | 37.6 |
| N°40 | 0.426 | 3.9 | 66.3 | 33.7 |
| N°60 | 0.250 | 5.0 | 71.3 | 28.7 |
| N°100 | 0.149 | 4.8 | 76.2 | 23.8 |
| N°200 | 0.074 | 4.3 | 80.5 | 19.5 |
| - N°200 | | 19.5 | | |

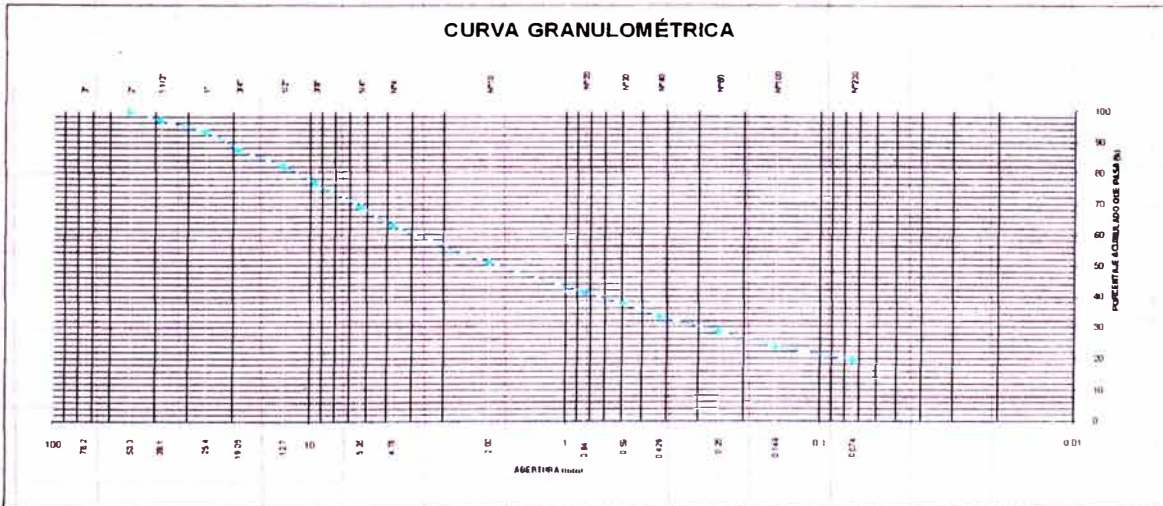
| | |
|---------|--------|
| % grava | : 37.0 |
| % arena | : 43.5 |
| % finos | : 19.5 |

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

| | |
|---------------------|---------|
| Límite Líquido (%) | : 27.3 |
| Límite plástico (%) | : 16.67 |
| Índice Plástico (%) | : 10.63 |

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SC
 Clasificación AASHTO - AASHTO M-145 : A-2-6(0)

CURVA GRANULOMÉTRICA



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Poul Huambo





ANALISIS DE SUELOS

PROCEDENTE DE : **PROY. TESIS: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES.**

UBICACIÓN : **PROVINCIA ACOMAYO DEPARTAMENTO CUZCO**

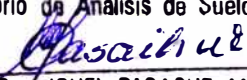
INFORMADO A : **BACHILLER : JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES.**

FECHA : **LIMA, 18 DE NOVIEMBRE DEL 2009**

| N° DE CAMPO | pH | Cl ppm | SO4 ppm | S . S . T ppm |
|---|-----------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| Pozo N° C-1 Muestra M-1 Prof. 1.30m | 7.85 | 7.09 | 1.20 | 70.00 |

La Muestra fue tomada por el interesado.

INFORMADO POR:

L. A S A. Ingenieros
Laboratorio de Analisis de Suelos y Aguas

ING. MIGUEL PASACHE ANGULO
GERENTE GENERAL

ANALISIS DE SUELOS Y AGUAS: Asesoría - Consulta - Supervisión

Calle Colmenar N° 310 - Urb. La Florida - Rimac - Lima.

Telefax. 481-3311 - Celular 99992-1506 - ✉ lasaingenieros@hotmail.com



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09- 973

SOLICITADO : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES

PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES "

UBICACIÓN : PROVINCIA DE ACOMAYO, DPTO. CUSCO

FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

ANALISIS PETROGRAFICO DE MUESTRA DE MANO

MUESTRA : M-1

1.0 NATURALEZA DE LA ROCA : ROCA SEDIMENTARIA

2.0 COLOR : Marron a Gris

3.0 GRADO DE METEORIZACION : Moderado

4.0 TEXTURA : Clastica

5.0 ESTRUCTURA : Masiva

6.0 TAMAÑO DE GRANO : Grueso

7.0 SELECCION Y EMPAQUETADO : Si presenta (redondeado)

8.0 REDONDEZ Y ESFEROCIDAD : Si presenta

9.0 CEMENTACION (TIPO) : No presenta



LL.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

10.0 COMPOSICION MINERALOGICA : Cuarzo

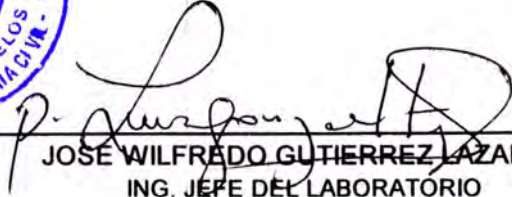
11.0 REACCION AL HCL : Si presenta (en superficie).

13.0 CLASIFICACION MACROSCOPICA : BRECHA SEDIMENTARIA

OBSERVACIONES Es una roca de dureza media.
La muestra se rompe al aplicarle de tres a cuatro golpes con el martillo de 24 onzas, por lo que se puede decir que la roca presenta moderada resistencia a la compresion para el uso que le quiera dar.
Presencia de carbonatos en superficie



VºBº


JOSE WILFRADO GUTIERREZ LAZARES
ING. JEFE DEL LABORATORIO
Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09- 973

SOLICITADO : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES

PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES "

UBICACIÓN : PROVINCIA DE ACOMAYO, DPTO. CUSCO

FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

ANALISIS PETROGRAFICO DE MUESTRA DE MANO

MUESTRA : M-2

1.0 NATURALEZA DE LA ROCA : ROCA SEDIMENTARIA

2.0 COLOR : Marron a Gris

3.0 GRADO DE METEORIZACION : Moderado

4.0 TEXTURA : Clastica

5.0 ESTRUCTURA : Masiva

6.0 TAMAÑO DE GRANO : Grueso

7.0 SELECCION Y EMPAQUETADO : Si presenta (redondeado)

8.0 REDONDEZ Y ESFEROCIDAD : Si presenta

9.0 CEMENTACION (TIPO) : No presenta

LL





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

10.0 COMPOSICION MINERALOGICA : Cuarzo

11.0 REACCION AL HCL : Si presenta (en superficie).

13.0 CLASIFICACION MACROSCOPICA : BRECHA SEDIMENTARIA

OBSERVACIONES Es una roca de dureza media.

La muestra se rompe al aplicarle de uno a dos golpes con el martillo de 24 onzas, por lo que se puede decir que la roca presenta una baja resistencia a la compresión para el uso que le quiera dar.

Presencia de carbonatos en superficie



VºBº

JOSE WILFREDO GUTIERREZ LAZARES
ING. JEFE DEL LABORATORIO
Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

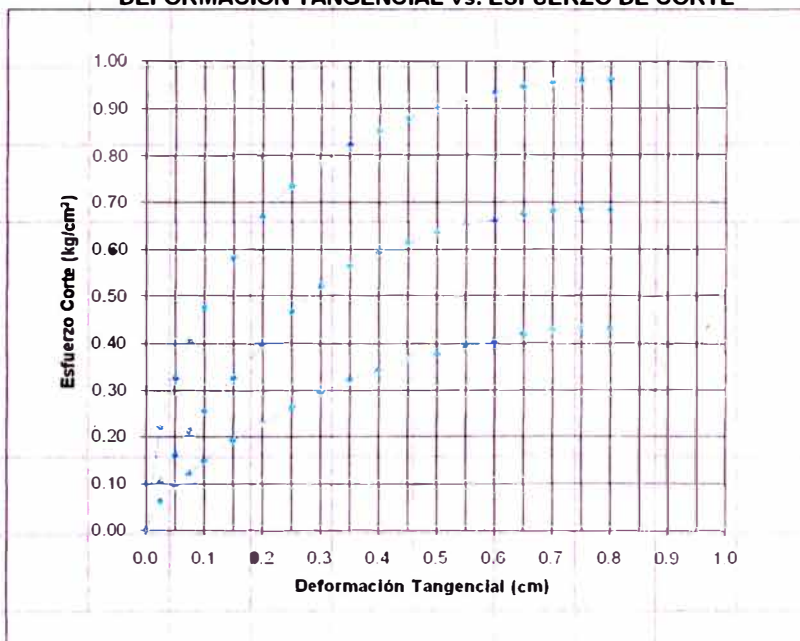
INFORME N° S09-973

SOLICITADO : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

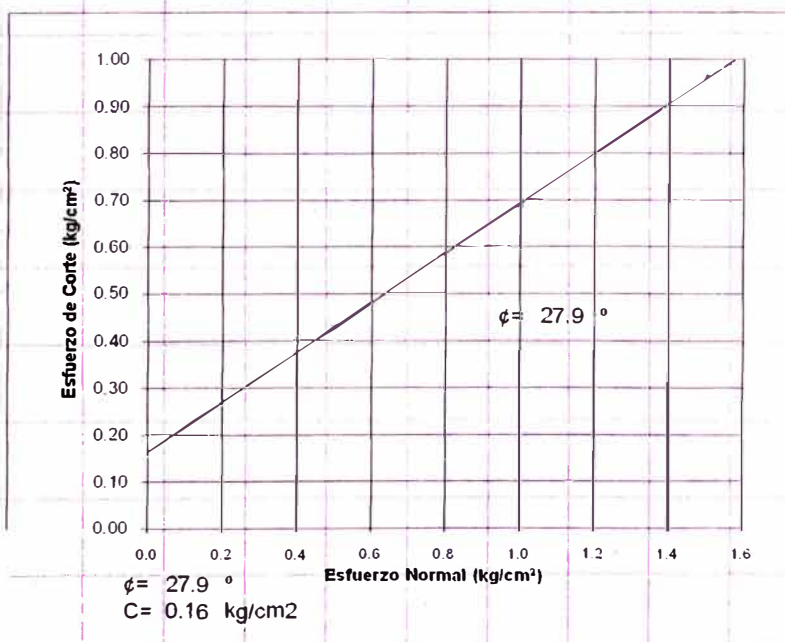
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Inalterado
Muestra : 1
Calicata : C-3
Prof. (m) : 1.00

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



$\phi = 27.9^\circ$
 $C = 0.16 \text{ kg/cm}^2$



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITADO : BACH.JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES "
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Viene de informe N° : S09-973

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-3
Prof. (m) : 1.00

| Especimen N° | I | II | III |
|---|-------|-------|-------|
| Lado de la caja (cm) | 5.97 | 5.97 | 5.97 |
| Altura Inicial de muestra (cm) | 1.96 | 1.96 | 1.96 |
| Densidad húmeda inicial (gr/cm3) | 1.711 | 1.711 | 1.711 |
| Densidad seca inicial (gr/cm3) | 1.643 | 1.643 | 1.643 |
| Cont. de humedad inicial (%) | 4.1 | 4.1 | 4.1 |
| Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm) | 1.702 | 1.646 | 1.592 |
| Altura final de muestra (cm) | 1.653 | 1.630 | 1.574 |
| Densidad húmeda final (gr/cm3) | 2.174 | 2.202 | 2.257 |
| Densidad seca final (gr/cm3) | 1.949 | 1.977 | 2.046 |
| Cont. de humedad final (%) | 11.6 | 11.4 | 10.3 |
| Esfuerzo normal (kg/cm ²) | 0.50 | 1.00 | 1.50 |
| Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²) | 0.390 | 0.688 | 0.956 |

Angulo de friccion interna : **29.5 °**
Cohesion (kg/cm²) : **0.11**

Muestras remitidas e identificadas por el solicitante

Realizado por: *Tec. Jorge Chávez U.*



P. Jimenez Collantes



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITADO : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES

PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES"

UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO

FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Viene de informe N° : S09-973

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Estado : Inalterado
Muestra : 1
Calicata : C-3
Prof. (m) : 1.00

| Especimen N° | I | II | III |
|---|-------|-------|-------|
| Lado de la caja (cm) | 5.97 | 5.97 | 5.97 |
| Altura Inicial de muestra (cm) | 1.96 | 1.96 | 1.96 |
| Densidad húmeda inicial (gr/cm3) | 1.805 | 1.805 | 1.805 |
| Densidad seca inicial (gr/cm3) | 1.643 | 1.643 | 1.643 |
| Cont. de humedad inicial (%) | 9.8 | 9.8 | 9.8 |
| Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm) | 1.696 | 1.638 | 1.584 |
| Altura final de muestra (cm) | 1.645 | 1.616 | 1.567 |
| Densidad húmeda final (gr/cm3) | 2.185 | 2.213 | 2.271 |
| Densidad seca final (gr/cm3) | 1.958 | 1.993 | 2.056 |
| Cont. de humedad final (%) | 11.6 | 11.1 | 10.5 |
| Esfuerzo normal (kg/cm ²) | 0.50 | 1.00 | 1.50 |
| Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²) | 0.432 | 0.686 | 0.962 |

Angulo de friccion interna : **27.9 °**

Cohesion (kg/cm²) : **0.16**

Muestras remitidas e identificadas por el solicitante

Realizado por: Tec. Jorge Chávez U.



Jorge Chávez U.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

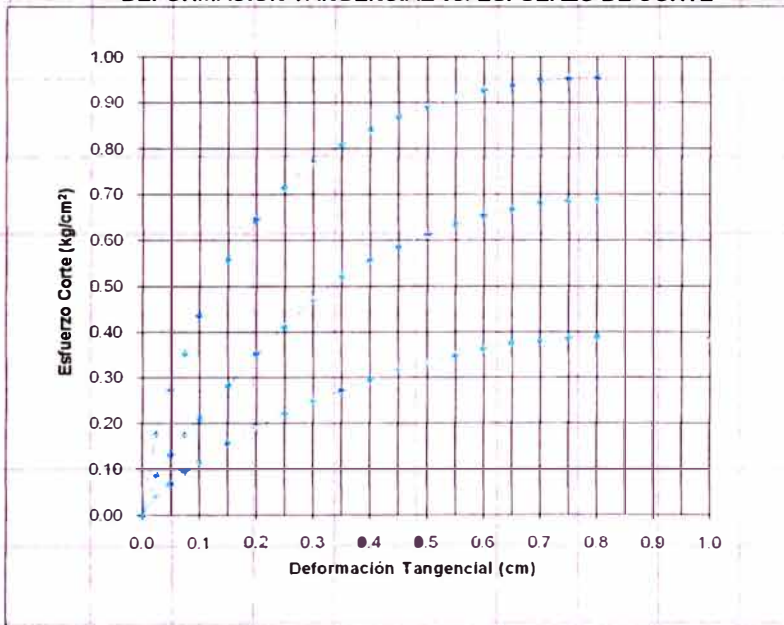
INFORME N° S09-973

SOLICITADO : BACH.JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : "TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES"
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

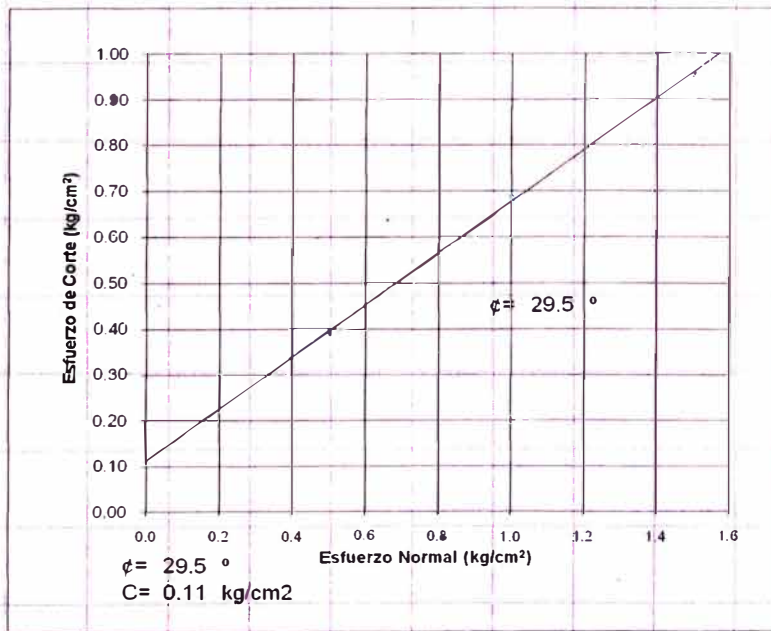
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado
Muestra : M-1
Calicata : C-3
Prof. (m) : 1

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S09-973

SOLICITADO : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES
UBICACIÓN : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Viene de informe N° : **S09-973**

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : 1
Calicata : C-2
Prof. (m) : 1.20

| Especimen N° | I | II | III |
|---|-------|-------|-------|
| Lado de la caja (cm) | 5.97 | 5.97 | 5.97 |
| Altura Inicial de muestra (cm) | 1.96 | 1.96 | 1.96 |
| Densidad húmeda inicial (gr/cm ³) | 1.900 | 1.900 | 1.900 |
| Densidad seca inicial (gr/cm ³) | 1.845 | 1.845 | 1.845 |
| Cont. de humedad inicial (%) | 2.9 | 2.9 | 2.9 |
| Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm) | 1.737 | 1.675 | 1.601 |
| Altura final de muestra (cm) | 1.687 | 1.647 | 1.583 |
| Densidad húmeda final (gr/cm ³) | 2.684 | 2.743 | 2.845 |
| Densidad seca final (gr/cm ³) | 2.144 | 2.196 | 2.285 |
| Cont. de humedad final (%) | 25.2 | 24.9 | 24.5 |
| Esfuerzo normal (kg/cm ²) | 0.50 | 1.00 | 1.50 |
| Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²) | 0.346 | 0.654 | 0.971 |

Angulo de friccion interna : **32.0 °**
Cohesion (kg/cm²) : **0.03**

Muestras remitidas e identificadas por el solicitante

Realizado por: Tec. Jorge Chávez U.



[Handwritten signature]



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

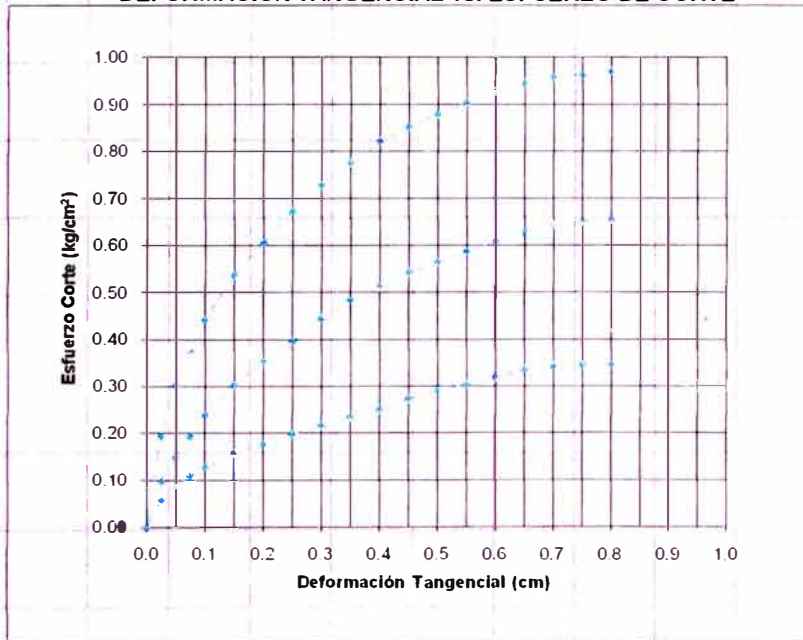
INFORME N° S09-973

SOLICITADO POR : BACH. JOHANN AVELINO JIMENEZ COLLANTES
PROYECTO : TESIS DE GRADO ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS RESIDUALES
UBI CA CI : PROVINCIA ACOMAYO, DPTO. CUSCO
FECHA : 28 DE DICIEMBRE DEL 2009

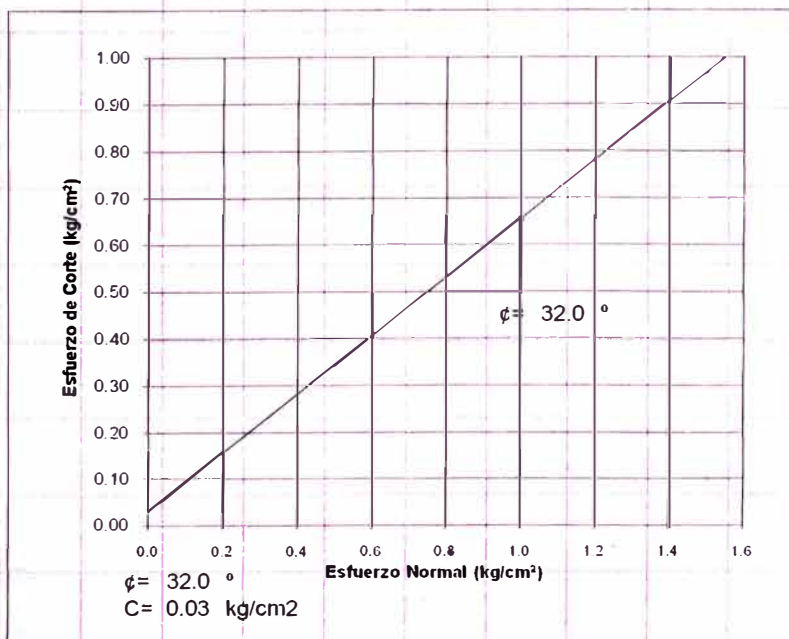
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado
Muestra : 1
Calicata : C-2
Prof. (m) : 1.20

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE

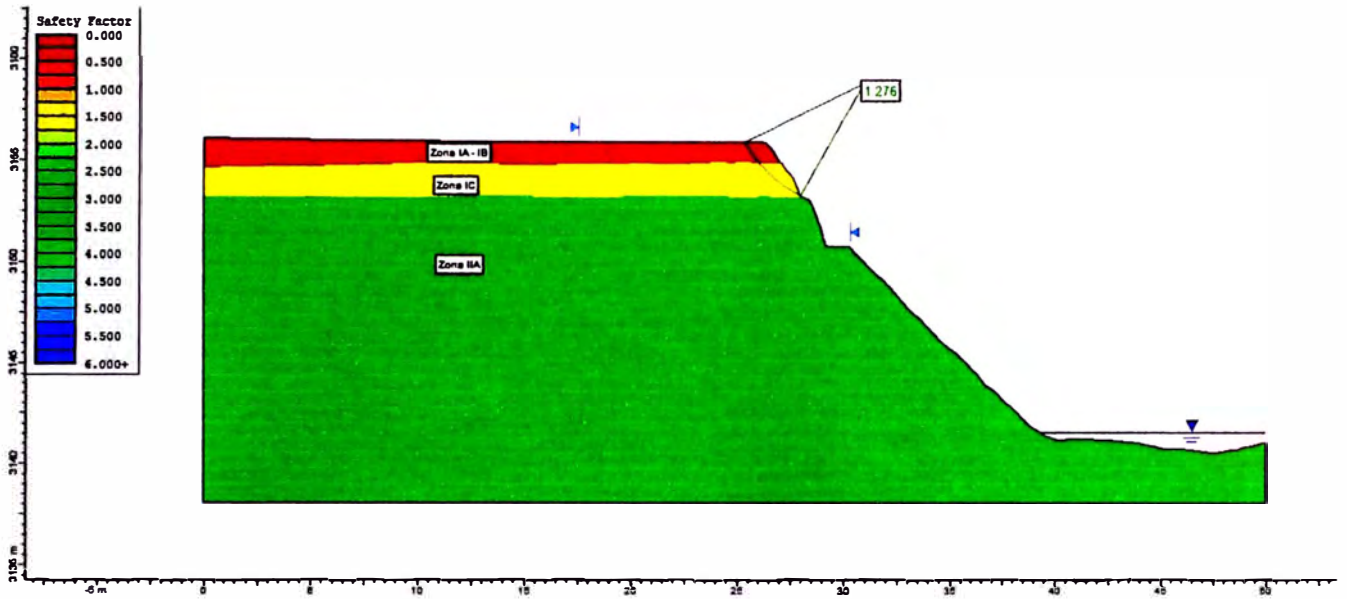


ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE

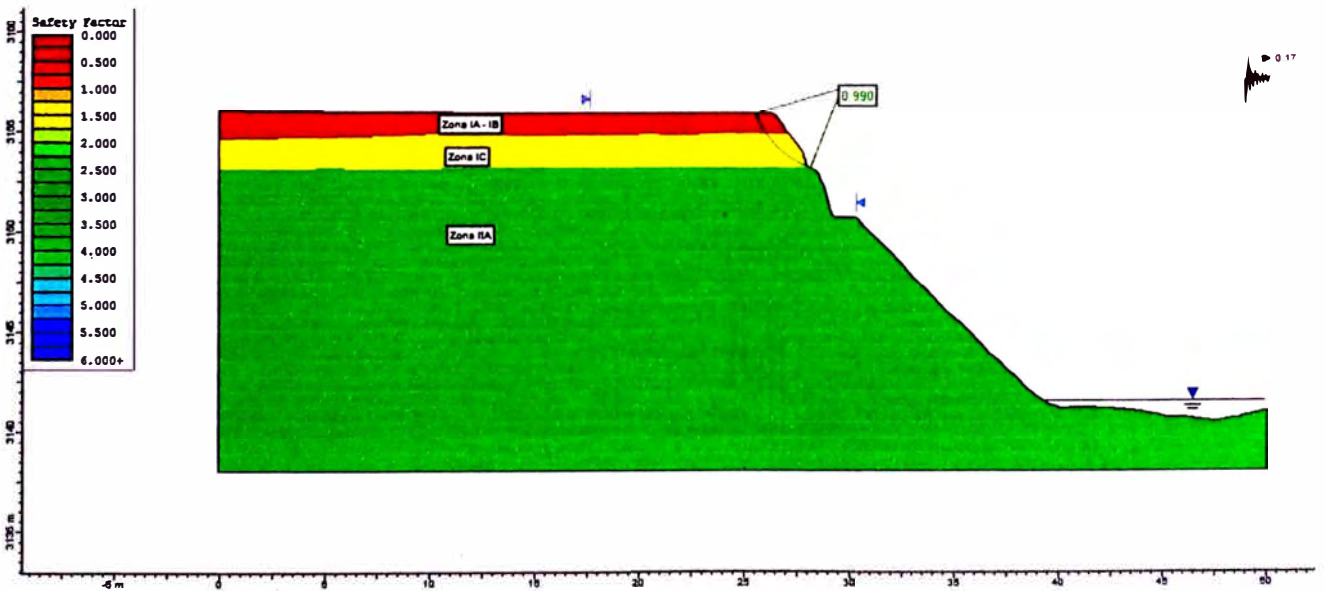


ANEXO E

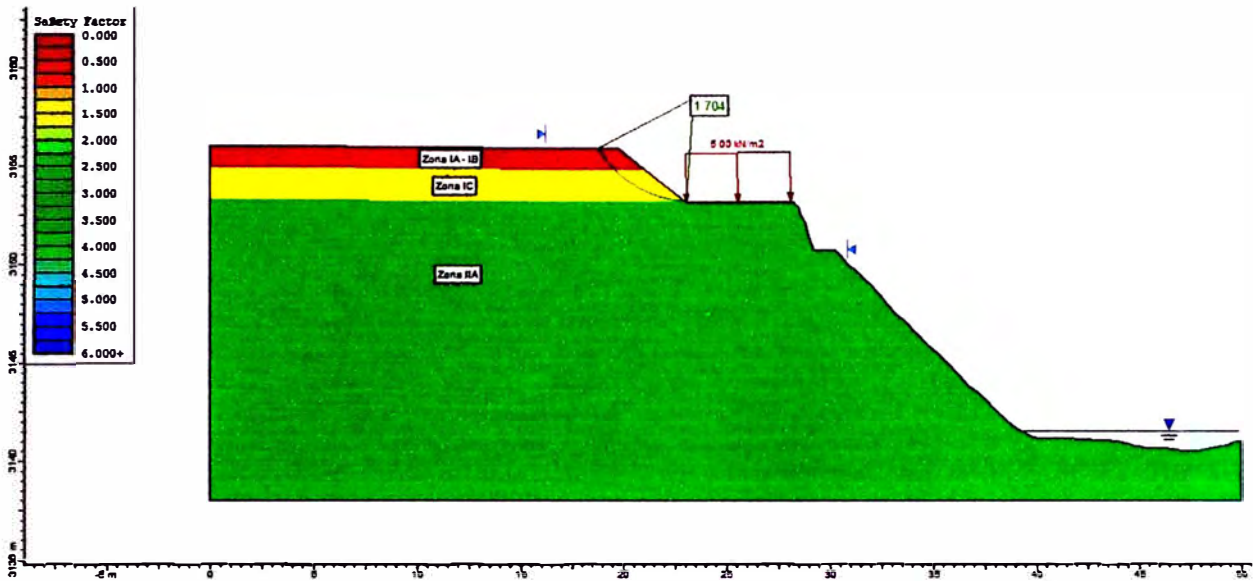
SALIDAS GRÁFICAS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – PROGRAMA SLIDE V 5.0



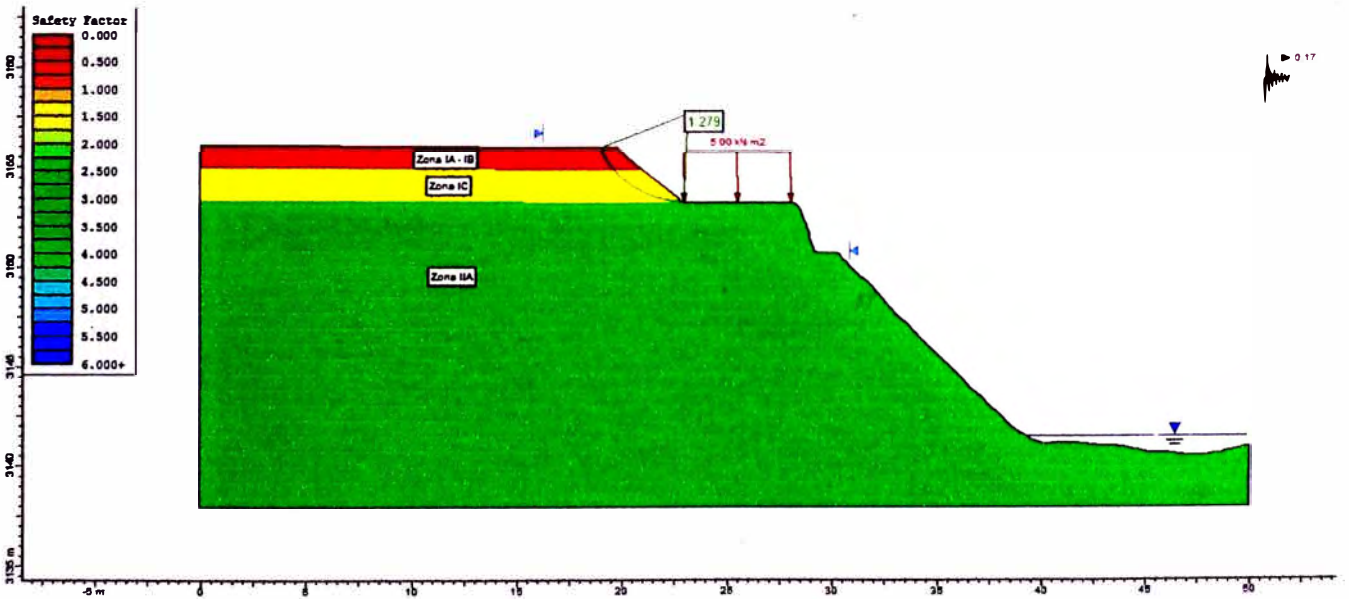
Sección A-A': Análisis Estático – Sección actual



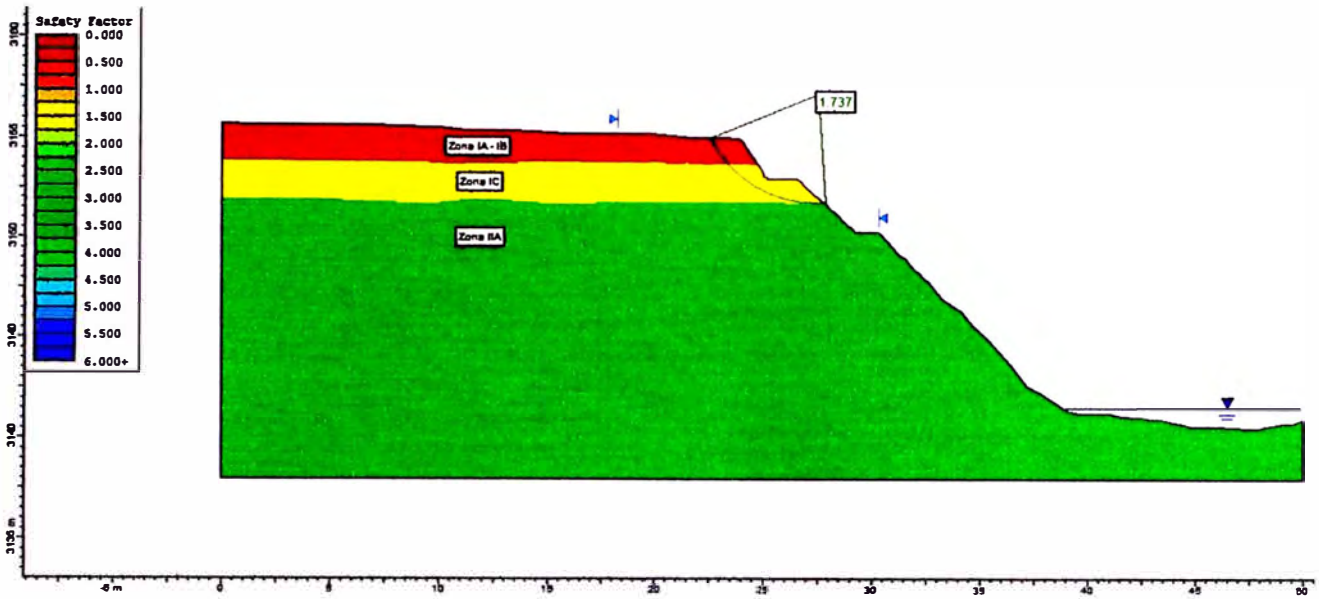
Sección A-A': Análisis Pseudoestático – Sección actual



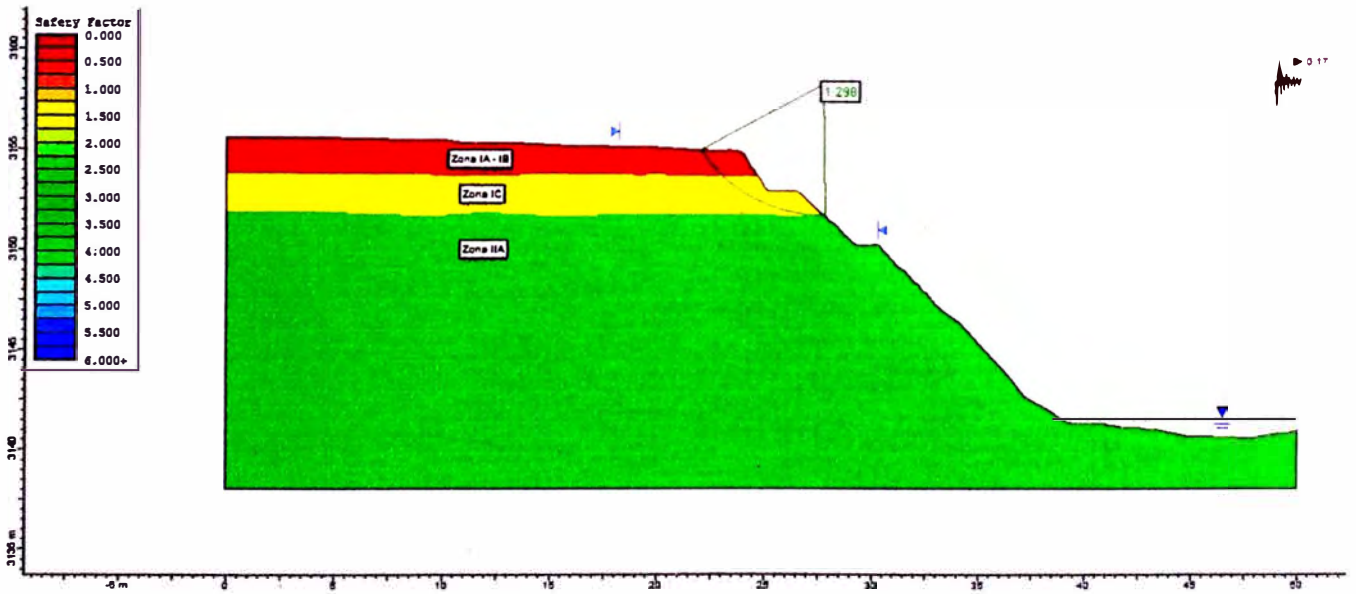
Sección A-A': Análisis Estático – Sección final



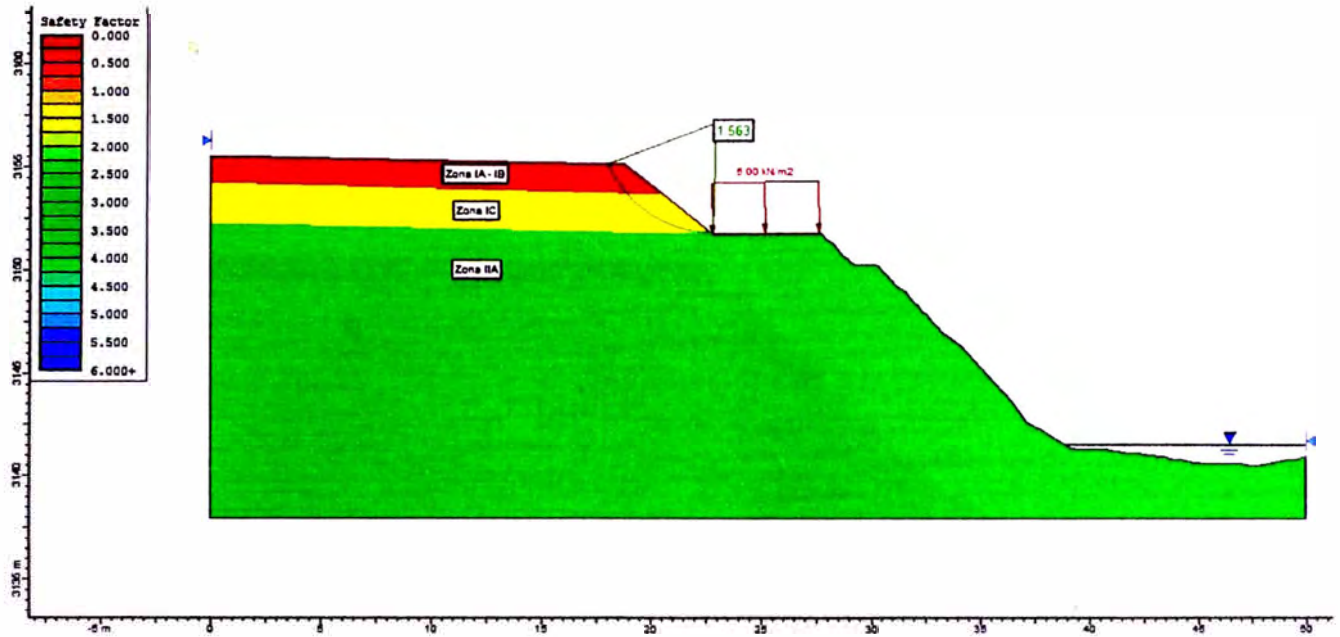
Sección A-A': Análisis Pseudoestático – Sección final



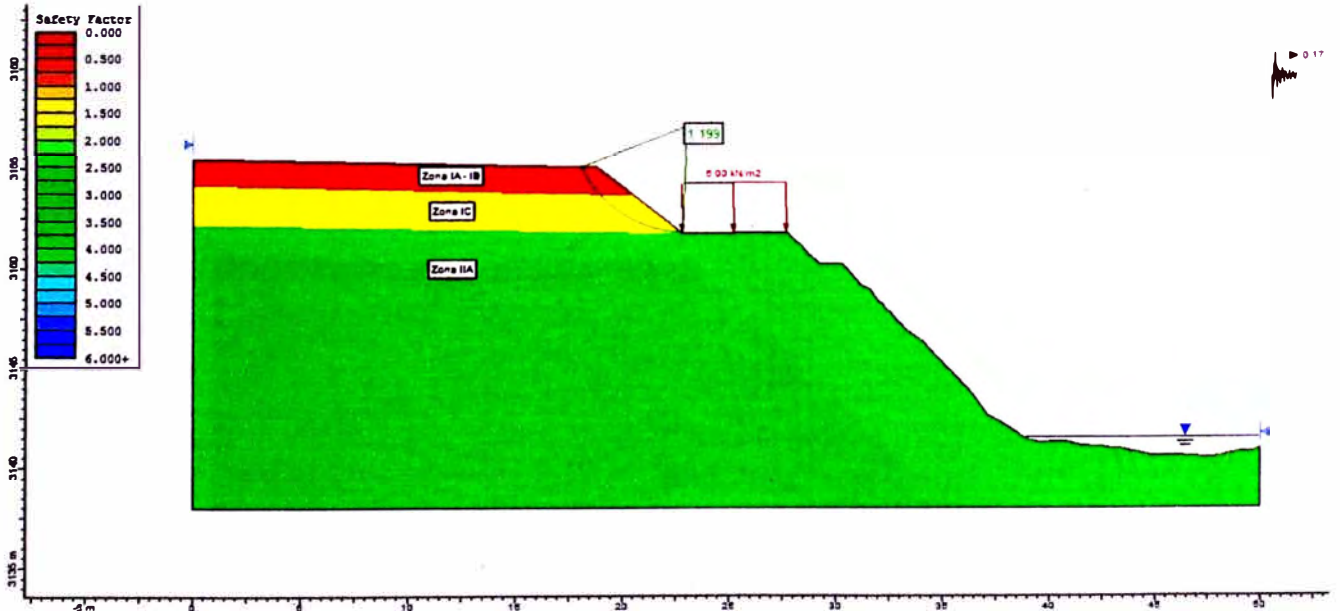
Sección B-B': Análisis Estático – Sección actual



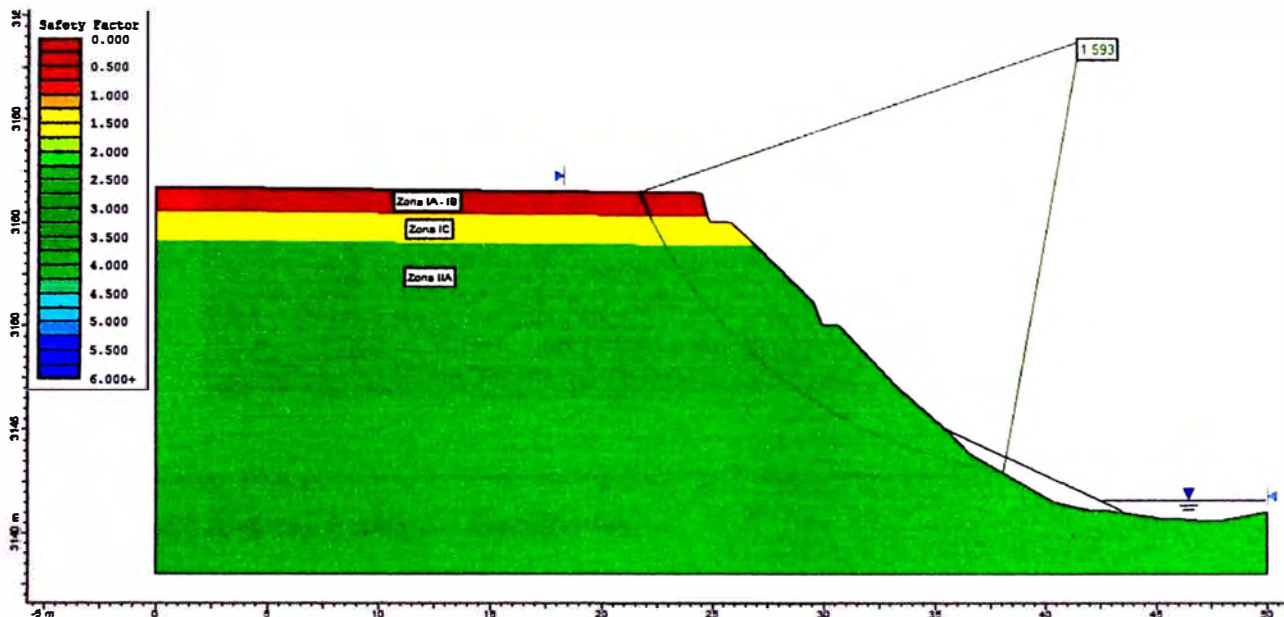
Sección B-B': Análisis Pseudoestático – Sección actual



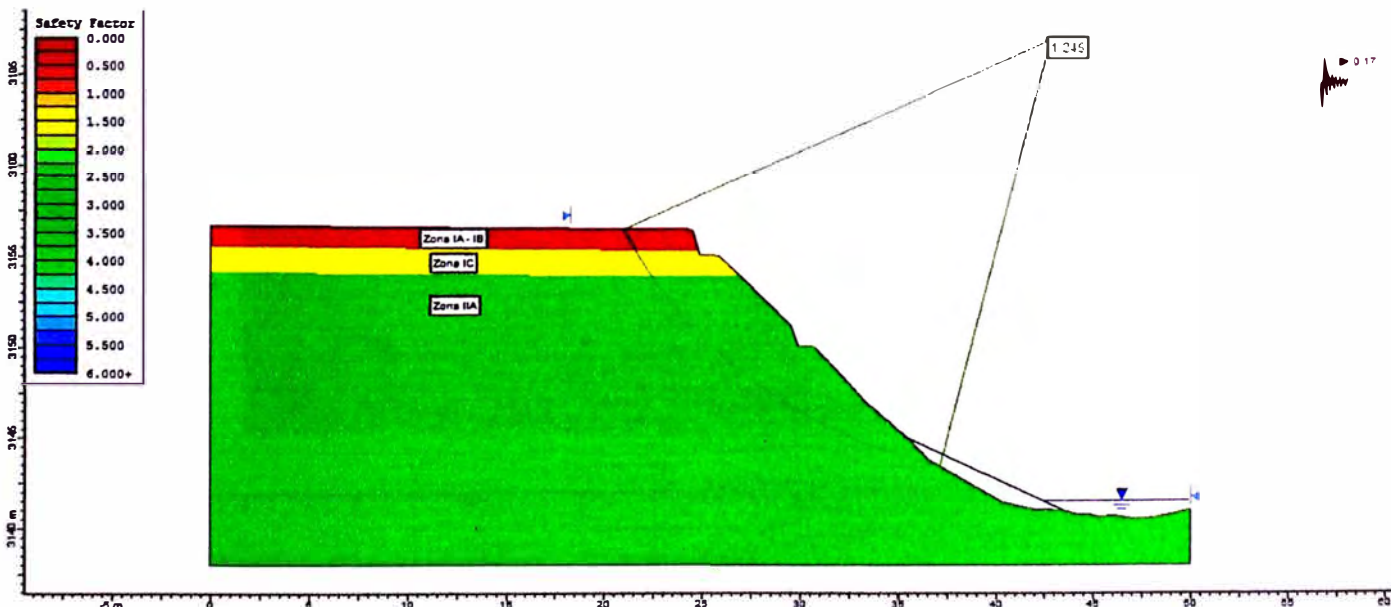
Sección B-B': Análisis Estático – Sección final



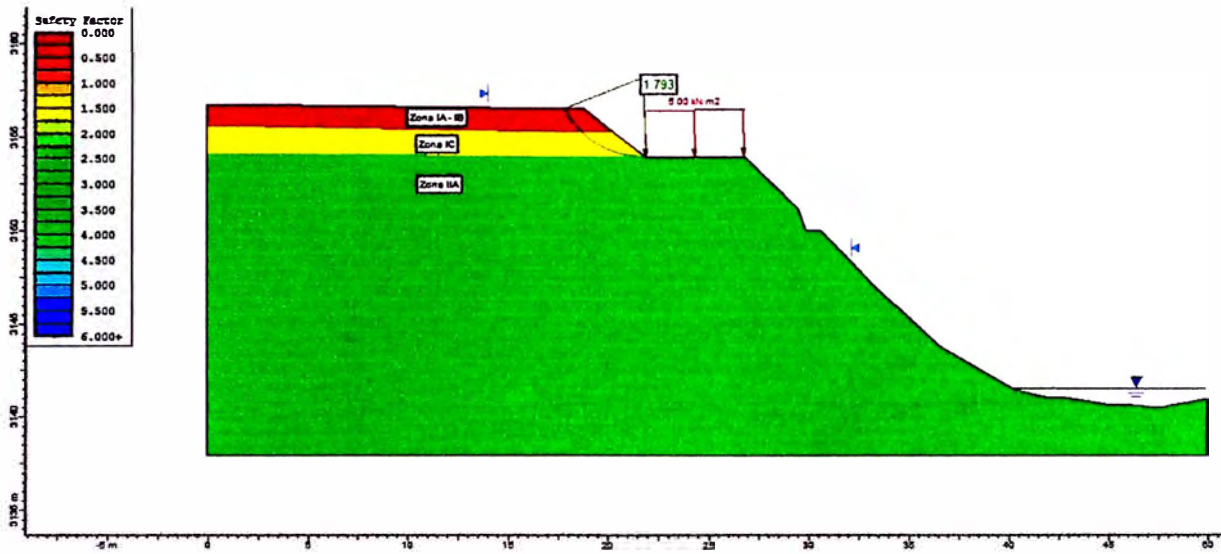
Sección B-B': Análisis Pseudoestático – Sección final



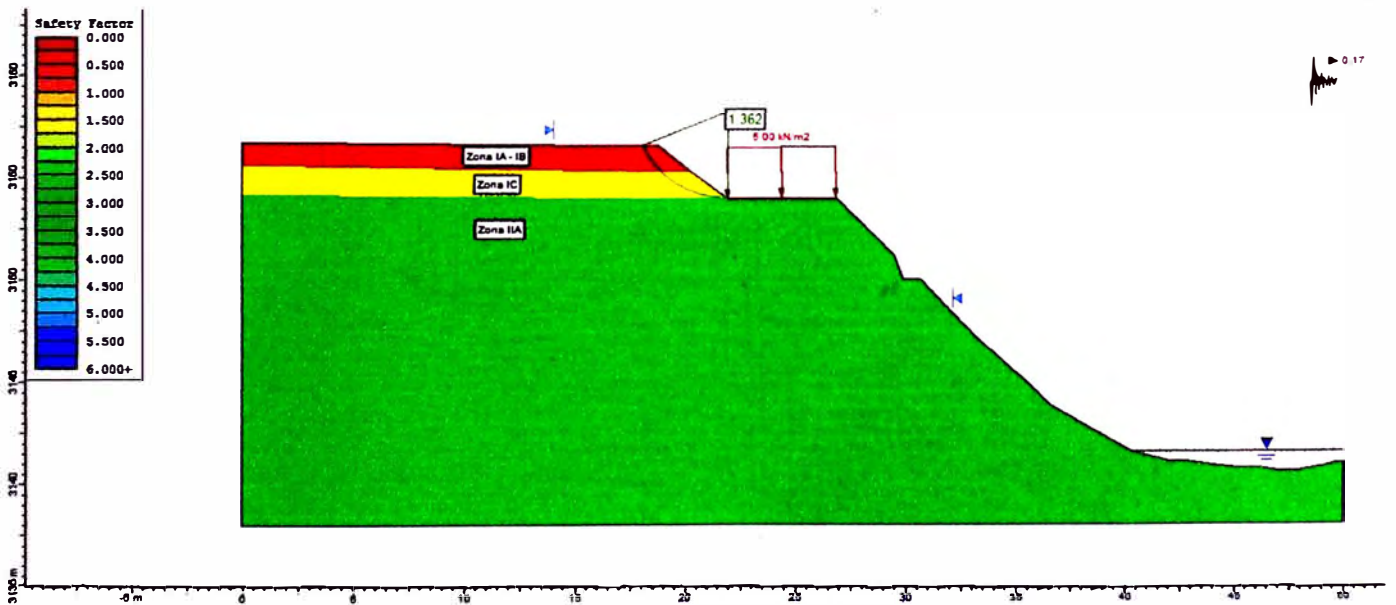
Sección C-C': Análisis Estático – Sección actual



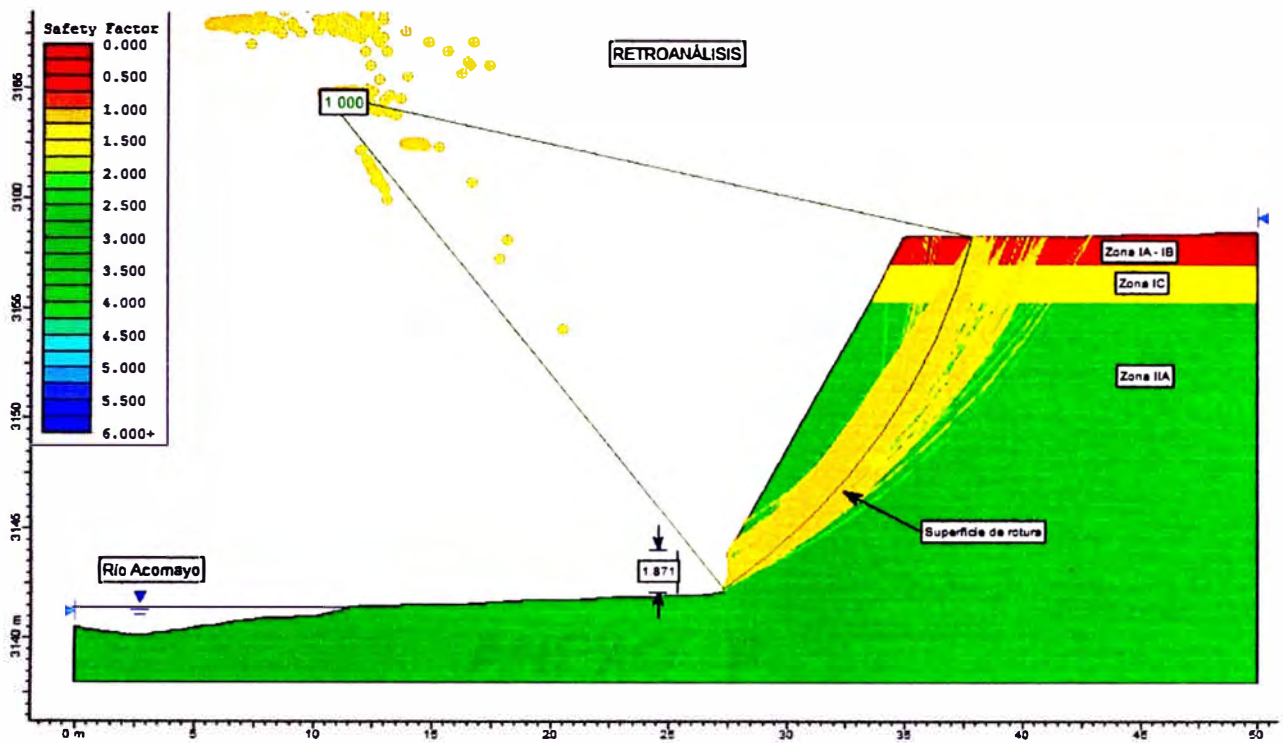
Sección C-C': Análisis Pseudoestático – Sección actual



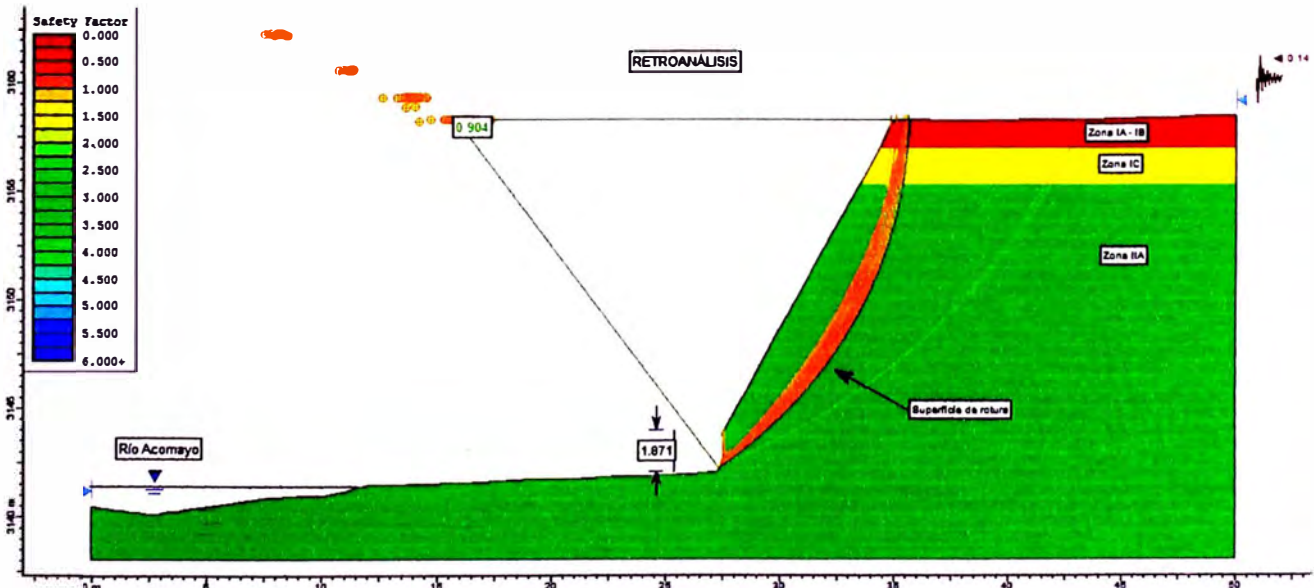
Sección C-C': Análisis Estático – Sección final



Sección C-C': Análisis Pseudoestático – Sección final



Sección D-D': Análisis Estático (Global)



Sección D-D': Análisis Pseudoestático (Global)

ANEXO F
PANEL FOTOGRÁFICO



Foto N° 1. – Vista panorámica de la zona de estudio.



Foto N° 2. – Deslizamiento superficial a inmediaciones de la sección A-A'.



Foto N° 3. – Zona de estudio a inmediaciones de la sección C-C'.



Foto N° 4. – Deslizamiento utilizado para el Retroanálisis, sección D-D'.



Foto N° 5. – Perfil de suelo, contacto de las zonas IA, y IB.



Foto N° 6. –Desintegración a la presión de los dedos, zona IB.



Foto N° 7. – Trinchera de zonas IA y IB (1.5 metros).



Foto N° 8. – Trinchera de zonas IB, y IC



Foto N° 9. – Muestra inalterada zona IB, para la posterior impermeabilización.



Foto N° 10. – Transporte de muestras, condiciones relativamente de fácil de acceso.



Foto N° 11. – Transporte de muestras, para la impermeabilización.



Foto N° 12. – Impermeabilizado de muestras, con parafina diluida.



Foto N° 13. – Almacenaje de muestras en laboratorio, Laboratorio N°2 de Mecánica de Suelos y Pavimentos FIC-UNI.



Foto N° 14. – Análisis granulométrico por tamizado.



Foto N° 15. – Las partículas identificadas como grava en campo, se disgregaron al lavar las muestras por la malla N°200.



Foto N° 16. – Tamizado por la malla N°40, para la obtención de los límites de consistencia.



Foto N° 17. – Ensayo de las muestras para la obtención de su Límite líquido.



Foto N° 18. – Ensayo de las muestras para la obtención de su límite plástico.



Foto N° 19. – Bomba de vacío y picnómetro, utilizados en la determinación de la gravedad específica de las muestras (G_s).



Foto N° 20. – Muestras y equipos, necesarios para la obtención del peso volumétrico de las muestras



Foto N° 21. – Muestras de suelo remoldeadas, zona IB, para el ensayo de Corte Directo.



Foto N° 22. – En la vista se aprecia el equipo de Corte Directo del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIC-UNI, usado en la realización de los ensayos de las muestras.