

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINERA Y METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE GEOLOGÍA



**"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONÓSTICO,
MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES DE
TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL
TAPADO DE MINERA YANACOCCHA"**

**INFORME DE SUFICIENCIA
PARA OBTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO GEÓLOGO**

PRESENTADO POR:

Gabriel Alfonso Becerra Abregú

Lima – Perú

2011

A mi hermano Javier, tú me enseñaste el camino.

RESUMEN EJECUTIVO

Los deslizamientos o fallamientos en taludes mineros representan un problema frecuente en la minería superficial, son eventos no deseados que ponen en peligro la integridad de personal y equipo, llegando en algunos casos a poner en riesgo la viabilidad operacional de una empresa o negocio minero.

Minera Yanacocha (MYSRL), no es ajena a este problema, ubicada a 40 km de la ciudad de Cajamarca opera en la actualidad 4 tajos, dos de los cuales son el complejo La Quinua-El Tapado, cuyas reservas representarán el 50% de la producción de la mina en los próximos dos años. Durante los tres últimos años han ocurrido dos inestabilidades de talud a gran escala, localizadas en la pared Norte de este complejo, las cuales pusieron en riesgo 200,000 onzas de oro. La primera de estas inestabilidades fue identificada por monitoreo de prismas en Junio del 2008 y la segunda por monitoreo inclinométrico en Diciembre del 2010.

Luego de su identificación el Grupo de Geotecnia MYSRL, puso en marcha un agresivo plan de investigación y monitoreo geotécnico, que incluyó mapeo geológico, mapeo y muestreo geotécnico, perforaciones diamantinas, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas, instalación de piezómetros de tubo abierto, piezómetros de cuerda vibrante, e inclinómetros. Se instrumentó también con complejos sistemas de escaneo laser, radar y monitoreo de prismas en tiempo real.

La información geológico-geotécnica y el monitoreo geotécnico permitió modelar las inestabilidades, las cuales movilizaron aproximadamente 5 y 8 millones de toneladas cada una, y se produjeron por una combinación de factores, entre los cuales destacan: contacto débil suelo-roca, altos sistemas de presión de poros detrás de las paredes y deformación elástica por excavación. De la misma manera la interpretación de los datos de monitoreo permitió establecer pronósticos de falla mediante el uso del método de la velocidad inversa (*), lo cual se utilizó para manejar el riesgo y poder continuar operando de manera segura en esta pared.

Los modelos de estabilidad incluyeron análisis por el método de equilibrio límite, análisis bidimensional por métodos numéricos, análisis pseudo-estáticos y de deformación sísmica (**).

El resultado del análisis e interpretación de los modelos indicaban que los trabajos de estabilización de esta pared deberían incluir: la disminución de las fuerzas desestabilizadoras, mediante la excavación de la parte alta del sistema inestable (unloading), y la disminución de la presión de poros mediante la construcción de drenes horizontales y pozos de bombeo. La implementación de estos trabajos ha tenido éxito, minimizando la deformación en la pared Norte y permitiendo un minado seguro en esta zona.

El presente informe detalla los criterios y métodos de estudio realizados con la finalidad de modelar, pronosticar y solucionar estos problemas de estabilidad y evitar así la ocurrencia de una falla catastrófica; pudiendo ser utilizado como ejemplo en casos similares en taludes mineros o en taludes naturales inestables que pongan en peligro estructuras civiles o poblaciones asentadas en las proximidades.

() Método desarrollado por Fukuzono en 1985.*

*(**) Desarrollado por Makdisi y Seed en 1977.*

ÍNDICE DE CONTENIDOS

PROLOGO	09
CÁPITULO I: GENERALIDADES	10
1.1 Planteamiento del Problema	10
1.2 Objetivos	11
CÁPITULO II: UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	13
2.1 Distrito Minero Yanacocha	13
2.2 Tajos La Quinoa y El Tapado	13
CAPÍTULO III: ANTECEDENTES	16
3.1 Progreso del Minado en el Área de Estudio	16
3.2 Inestabilidad 2008	17
3.3 Inestabilidad 2010	17
CAPÍTULO IV: MARCO GEOLÓGICO	19
4.1 Geología Regional	19
4.2 Geología Local	19
4.2.1 Geología Local El Tapado	19
4.2.2 Geología Local La Quinoa	22
4.3 Geología Estructural	24
CAPÍTULO V: INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	28
5.1 Perforación Diamantina	28
5.1.1 Campaña Inestabilidad 2008	28
5.1.2 Campaña Inestabilidad 2010	29

5.2	Instrumentación Geotécnica	29
5.2.1	Instrumentación Geotécnica 2008	30
5.2.2	Instrumentación Geotécnica 2010	30
5.3	Ensayos de laboratorio	30
5.4	Mapeo Geotécnico	31
5.5	Mapeo Geológico	32
	CAPÍTULO VI: MODELO GEOTÉCNICO	33
6.1	Modelo Geotécnico en Suelos	33
6.2	Modelo Geotécnico en el Basamento Rocosó	37
6.3	Contactos	40
6.4	Modelo Estructural	42
	CAPÍTULO VII: PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE MATERIALES	45
7.1	Resistencia de Suelos	45
7.1.1	Propiedades de Índice	47
7.1.2	Resistencia al Corte	50
7.2	Resistencia de Rocas	60
7.2.1	Resistencia de la Roca Intacta	60
7.2.2	Clasificación del Macizo Rocosó	60
7.2.3	Resistencia del Macizo Rocosó	62
	CAPÍTULO VIII: CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA	66
8.1	Nivel Freático en Gravass (2008)	66
8.2	Sistema de Alta Presión de Poros en Roca (2010)	67

CAPÍTULO IX: INTERPRETACIÓN DE MONITOREO GEOTÉCNICO	72
9.1 Interpretación de Monitoreo Robotizado de Prismas	72
9.1.1 Interpretación de Prismas en el 2008	73
9.1.2 Interpretación de Prismas en el 2010	74
9.2 Interpretación de Monitoreo Inclinométrico	76
9.2.1 Interpretación de Inclinómetros en el 2008	76
9.2.2 Interpretación de Inclinómetros en el 2010	76
9.3 Interpretación de Monitoreo por Escaneo Laser	79
9.4 Interpretación de Monitoreo por Radar Interferométrico	79
CAPÍTULO X: MECANISMOS DE FALLA	82
10.1 Mecanismo de Falla en el 2008	82
10.2 Mecanismo de Falla en el 2010	83
CAPÍTULO XI: PREDICCIÓN DE TIEMPO DE FALLA POR VELOCIDAD INVERSA	85
11.1 Predicción del Tiempo de Falla en la Inestabilidad del 2008	86
11.2 Predicción del Tiempo de Falla en la Inestabilidad del 2010	86
CAPÍTULO XII: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	88
12.1 Análisis de Estabilidad en el 2008	88
12.1.1 Equilibrio Límite	88
12.1.1.1 Retro-Análisis (Estado Inestable)	90
12.1.1.2 Diseño Final	91
12.1.1.3 Diseño de Estabilización	91
12.1.2 Análisis Sísmico Seudo-Estático	94
12.1.3 Análisis Sísmico de Deformación Permanente	96

12.2	Análisis de Estabilidad en el 2010	98
12.2.1	Equilibrio Límite	98
12.1.1.1	Retro-Análisis (Estado Inestable)	98
12.1.1.2	Diseño de Estabilización	99
12.2.2	Análisis Numérico Bidimensional	100
12.3	Análisis de Estabilidad de Fallas Potenciales con Control Estructural	101
CAPÍTULO XIII: IMPLEMENTACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN		107
13.1	Estabilización 2008	107
13.2	Estabilización 2010	108
CAPÍTULO XIV: INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL		112
CAPÍTULO XV: MODELO PROPUESTO Y PRONÓSTICO DEL COMPLEJO		115
CONCLUSIONES		
RECOMENDACIONES		
BIBLIOGRAFÍA		
TABLAS		
FIGURAS		
PLANOS		
ANEXOS		

PRÓLOGO

El presente informe compila información de aproximadamente dos años de estudio e investigación geotécnica, en los tajos La Quinoa y El Tapado de Minera Yanacocha, muchas de las recomendaciones se están implementando en el momento de la elaboración de este informe. Por ello, quiero agradecer a todos mis colegas del grupo de Geotecnia del área de Ingeniería Mina de Minera Yanacocha, pues sin su apoyo este trabajo no habría podido concretarse.

CÁPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del Problema

Las fallas de talud a gran escala son un problema frecuente en la operación de tajos mineros; estos eventos ponen en riesgo al personal, equipo y en algunos casos incluso la viabilidad del negocio minero. Por ejemplo el 9 de Octubre del 2003 ocurrió una falla de talud a gran escala en la Mina de cobre “Grasberg” de Indonesia (Fotos 1.1 y 1.2), el resultado 8 personas fallecidas y varios equipos enterrados por el deslizamiento. El gobierno indonesio cerró la mina por 6 meses, la dueña Freeport se declaró en imposibilidad de cumplir sus contratos de venta de concentrado y en consecuencia el precio mundial del cobre se incrementó (*).

En minera Yanacocha se operan tajos de gran magnitud, los cuales no están exentos de este tipo de problemas, es así que la pared Norte de los Tajos La Quinua y El Tapado ha presentado una historia de inestabilidades desde el inicio de su operación siendo las dos más importantes las presentadas en los años 2008 y 2010.

(*). *Mining News, November 11, 2003*

Estas inestabilidades retrasaron el plan de producción poniendo en riesgo la producción de aproximadamente 200,000 onzas de Au.

1.2 Objetivos

- Mostrar los resultados de la investigación y análisis geotécnico llevado a cabo para minimizar el riesgo de ocurrencia de una falla de talud a gran escala en las inestabilidades presentadas en los años 2008 y 2010, en la pared Norte de los tajos La Quinoa y El Tapado.
- Establecer una metodología de manejo de inestabilidades de talud a gran escala, tomando como ejemplo la inestabilidad de la Pared Norte de los Tajos La Quinoa y El Tapado.
- Mostrar técnicas de pronóstico de falla y de monitoreo geotécnico en tiempo real que permita asegurar la integridad de personal y equipo trabajando en taludes de alto riesgo.

Fotografía 1.1 Falla de talud del tipo flujo, en la mina de cobre “Grasberg” de Indonesia.



Fotografía 1.2 Perforadoras y camión impactados por la falla de talud de la mina Grasberg.



CAPÍTULO II

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 Distrito Minero Yanacocha

El distrito minero Yanacocha, es un complejo de depósitos epitermales y clásticos de clase mundial, que se ubica en la provincia y región de Cajamarca, a 48 Km al Norte de la ciudad de Cajamarca y 900 Km al Noreste de Lima. Las elevaciones varían entre 3400 a 4200 m.s.n.m. (ver Figura 2.1). A la actualidad, el distrito minero tiene una producción acumulada de 30 millones de Au y unas reservas de 15 millones de Au.

2.2 Tajos La Quinua y El Tapado

Los tajos La Quinua y El Tapado, son dos tajos adyacentes que forman parte de los cuatro tajos que actualmente opera Minera Yanacocha, se ubican en la parte central del distrito minero (ver Figura 2.1 y Foto 2.1), juntos tienen un diámetro aproximado de 1.5 Km y una diferencia de cotas de 438 metros, entre la cresta (3858 m.s.n.m) y el fondo (3420 m.s.n.m) (ver Plano 01).

Figura 2.1. Ubicación de los depósitos de La Quinua y El Tapado.



Fuente: Presentación del Área de Geología de Minera Yanacocha.

Fotografía 2.1 Vista Panorámica de la pared Norte del complejo La Quinua-El Tapado.



CAPÍTULO III

ANTECEDENTES

3.1 Progreso del Minado en el Área de Estudio

El minado del Tajo La Quinoa y el Tapado empezó en el año 2001, hasta la fecha se han completado tres fases de minado las cuales se concentraron en la parte Central del Tapado y Central de La Quinoa (Fase I), Sur de La Quinoa (Fase II), y Norte de La Quinoa (Fase III). En el año 2008 empezó el minado de la Fase IV, la cual excavaría la pared Norte del Tapado hasta su límite final. El minado de esta fase involucraba 200,000 onzas de Au, que se encontraban debajo de la pared Norte.

En la historia operativa de los tajos La Quinoa y El Tapado se han desarrollado dos inestabilidades a escala general en la pared Norte, las cuales se describen más adelante.

Es importante señalar que el tajo La Quinoa es un depósito secundario de Au en gravas que suprayace al depósito epitermal de alta sulfuración conocido como El Tapado (ver Figura 4.6).

3.2 Inestabilidad 2008

En Junio del 2008, durante el minado de la Fase IV en la pared Norte del Tapado, y luego de excavar el Banco 3576, el sistema de monitoreo de prismas identificó un incremento en los movimientos del talud (ver Figura 9.1 y Capítulo 9), al mismo tiempo un sistema de grietas se desarrolló en el Banco 3696 y en el perímetro Sur del Botadero Norte La Quinoa (ver Plano 08). Un mes después se puso en marcha una campaña de investigación e instrumentación geotécnica, la cual confirmó la existencia de una inestabilidad a escala general que afectaba a la pared Norte de los tajos La Quinoa y El Tapado. El mecanismo de falla se detalla en el Capítulo 10, sin embargo es importante adelantar que se definieron dos partes o bloques (Este y Oeste); en el bloque Este el paquete de gravas se deslizaba sobre el basamento rocoso utilizando como superficie de falla un contacto arcilloso que separaba los sedimentos no-consolidados del basamento rocoso, y en el bloque Oeste una falla circular profunda a escala general atravesaba el paquete de gravas y el basamento argílico. La inestabilidad obligó a suspender el minado en la pared Norte del Tapado; retrasando la producción de 200,000 onzas de Au, hasta que se implementara un método de estabilización (ver Capítulo 13), trabajos que se desarrollaron durante la primera mitad del 2009, luego de lo cual se retomaron los trabajos de minado de la Fase IV a comienzos del 2010.

3.3 Inestabilidad (2010)

Luego de reiniciar los trabajos de la Fase IV, en Noviembre del 2010 durante el minado del Banco 3480, una nueva inestabilidad fue identificada por monitoreo inclinométrico y de prismas (ver Figura 9.2 y Capítulo 9), en este caso se trataba de

una inestabilidad profunda controlada por un contacto arcilloso entre un cuerpo propilítico y uno silíceo en la parte inferior, ante esta situación el minado de la fase fue suspendido. En Enero del 2011 un plan agresivo de investigación e instrumentación geotécnica fue llevado a cabo con el objetivo de modelar los mecanismos de falla e implementar una medida de estabilización (ver Capítulo 13), que en este caso se trató de 4 pozos de bombeo, los cuales tienen el objetivo de disminuir las altas presiones de poro que actúan sobre este talud. El minado de la fase se reinició en Agosto del 2011 y viene desarrollándose hasta la fecha, en estos trabajos; dado el riesgo existente; se está utilizando instrumentación geotécnica de última generación, como sistemas de escaneo laser y radares interferométricos, que brindan información del desplazamiento del talud en tiempo real.

CAPÍTULO IV

MARCO GEOLÓGICO

4.1 Geología Regional

El distrito minero Yanacocha es un complejo de depósitos de alta sulfuración y secundarios en sedimentos no consolidados, relacionados a volcanismo Cenozoico y rocas intrusivas (Turner, 1997). La geología regional está definida por un basamento sedimentario de edad Cretácica que ha sido plegado, fallado e intruído por stocks terciarios y recubiertos por efusiones volcánicas de edad Terciaria (ver Figura 4.1). En el cuaternario sucesivos eventos erosivos y deposicionales de carácter fluvial y fluvio-glacial, rellenaron cuencas tectónicas distensionales.

4.2 Geología Local

4.2.1 Geología Local El Tapado

El bloque estructural del Tapado es un horst subsidiario en el graben de La Quinua, limitado al Noreste por la Falla Carbón de rumbo NW y al Sur por la falla El Tapado de rumbo Noroeste. Gravas, sedimentos lacustrinos, y volcánicos tardíos han cubierto el horst.

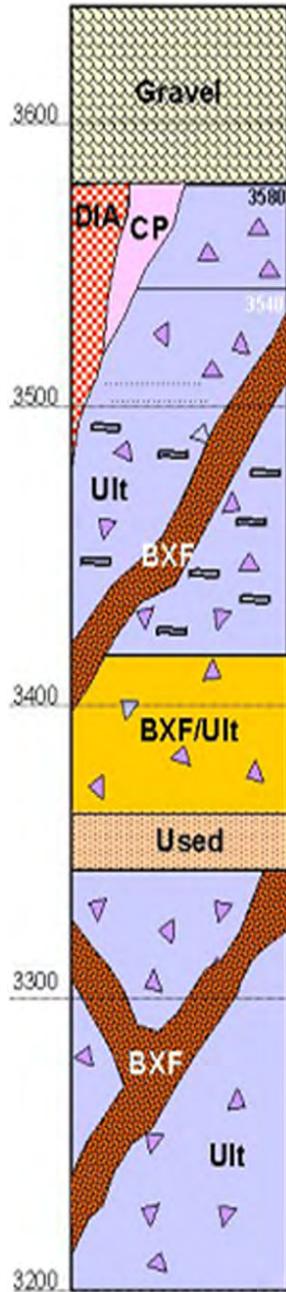
En general se trata de una gruesa secuencia de sedimentos pre-minerales, productos piroclásticos distales, y rocas volcánicas re TRABAJADAS, las cuales están inter-estratificadas con tufos líticos relacionados a la mineralización.

Brechamiento diatrémico, freático y freatomagmático es fuerte en los márgenes de intrusivos dómicos sub-volcánicos de composición dacítica y andesítica.

La columna estratigráfica de El Tapado es mostrada en la Figura 4.2.

La alteración hidrotermal en este depósito ha sido muy importante, a tal punto que ha borrado en muchos casos la textura de la roca original. Es posible establecer una gradación de alteraciones desde el centro del depósito hacia la parte más distal; así tenemos que en el centro del depósito tenemos sílice masiva, luego argílico avanzado, argílico, y más distal propilítico. La Figura 4.3 muestra un esquema de la distribución de las alteraciones del depósito.

Figura 4.2. Columna estratigráfica del depósito El Tapado.



DIA y **CP** Intrusivo freatomagmáticos brechados, con abundantes clastos de andesita porfirítica, en matriz andesítica. Cuerpos de diatrema son asociados con intrusiones de CP, cristales ricos con clastos de hbl-px andesíticas, fuerte alteración típica de arcillas.

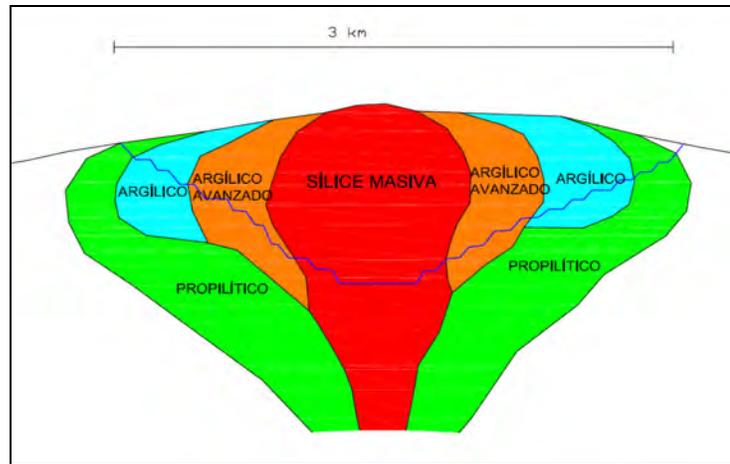
Ult: Una serie de tufos cristalolíticos, con abundantes clastos previamente alterados, localmente eustáticos, con zonas laminadas y aparentes sedimentos epiclásticos y tufos generalmente alterados a SV y SM.

BXF/Ult: Brechas ricas con matriz de clastos soportados, abundantes clastos silicificados, con matriz de arena fina, sugiere una génesis freática explosiva, una interpretación alternativa sería la alta energía aluvial, producido por un ambiente dinámico geotermal.

Used: Areniscas gruesas toscamente bandeadas, y conglomerados, evidencian eventos fluviales, intercalados con secuencias vulcanoclásticas.

Ult: Tufos líticos cristalinos, toscamente bandeados, incluye brechas freáticas cortantes (ventana proximal?) . Brechas y conglomerados vulcano-clásticos, con abundantes clastos líticos previamente alterados a sílice vuggy o sílice masiva.

Figura 4.3. Distribución esquemática de las alteraciones en el tajo el Tapado



Fuente: Autor.

4.2.2 Geología Local La Quinua

La columna estratigráfica generalizada de La Quinua es mostrada en La Figura 4.4, y está conformada por:

A. Un basamento conformado por dos unidades:

1. Las dacitas volcánicas que incluyen, más abajo, los cuerpos mineralizados de alta sulfuración de El Tapado.

2. Depósitos de flujos piroclásticos, rocas volcánicas re-transportadas y sedimentos lacustres de una cuenca denominada Pre-La Quinua, definida por Mallette et al. (2004) como regolitos y/o saprolitos.

B. La Formación La Quinua que es la secuencia de primer orden de Mallette et al. (2004) y está conformada por dos secuencias de segundo orden o miembros inferior y superior. Estas secuencias marcan el relleno sedimentario de la cuenca

La Quinua de dirección NO-SE que está controlada en gran parte por la falla La Quinua que los separa de los yacimientos epitermales de alta sulfuración de Yanacocha:

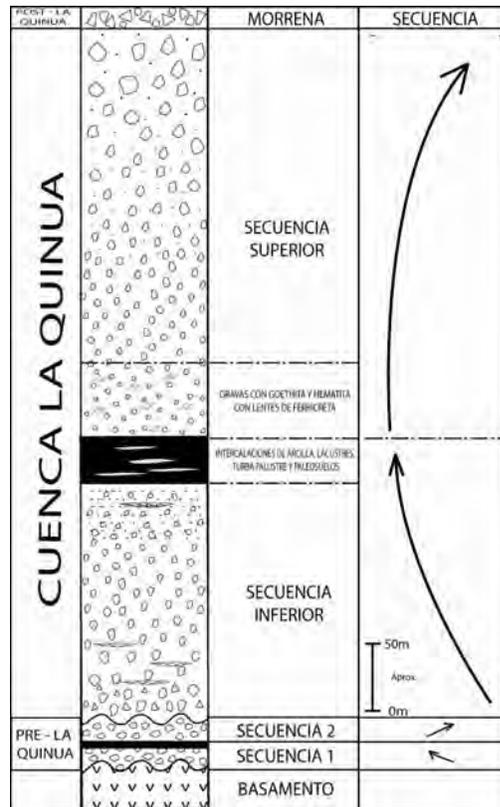
1. La Secuencia Inferior formada por gravas en la parte proximal y gravas intercaladas de arenas y arcillas en la parte distal. Esta secuencia termina hacia el techo con secuencias cada vez más finas, es decir predominio de arcillas sobre gravas, principalmente en la parte distal. Es típicamente una secuencia grano estrato creciente y tiene que ver con la apertura de la cuenca sedimentaria.

2. La Secuencia Superior se halla en discordancia sobre la Secuencia Inferior. Empieza con gravas de tamaños centimétricos que se hacen cada vez más gruesas, aumentando el tamaño de los clastos hacia el techo, y también hacia la parte proximal de la cuenca. El aumento de la granulometría está en relación con el movimiento de la falla La Quinua. En la parte basal de esta secuencia se ha desarrollado un nivel de gravas ferruginosas con fragmentos de rocas, matriz arcillosa, conteniendo goethita y hematita diseminada, donde localmente se presenta ferricretas. Las gravas ferruginosas alcanzan su máximo espesor de 90 m adyacente a la falla La Quinua y disminuyen hacia la parte distal. Es una secuencia típicamente grano estrato creciente que indica el cierre de la cuenca La Quinua.

3. Morrenas posteriores. La parte superior de la serie sedimentaria está compuesta por depósitos morrénicos, que se hallan en discordancia sobre las gravas de la

segunda secuencia. Son estas morrenas, así como las gravas superiores que están cortadas por la falla activa de La Quinua (ver Fotos 4.1 y 4.2).

Figura 4.4. Columna estratigráfica generalizada de La Quinua.



Fuente: Reporte de Paleosuelos, informe interno del Área de Geología de Minera Yanacocha.

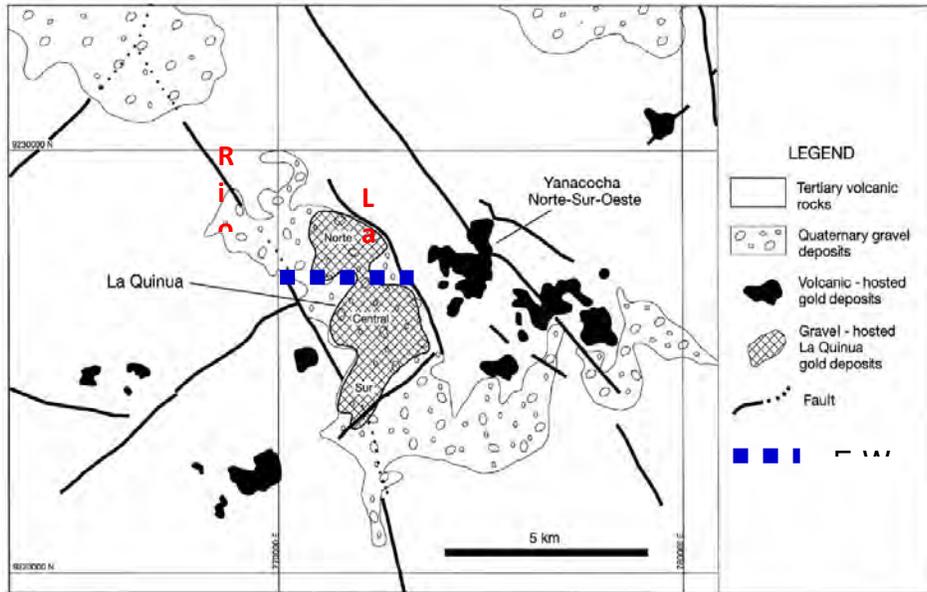
4.3 Geología Estructural

La cuenca La Quinua está definida por fallas inversas y se localiza en la parte Oeste del distrito minero de Yanacocha inmediatamente al Oeste y pendiente abajo del centro volcánico que hospeda los depósitos de Au de Yanacocha Sur y Yanacocha Oeste (ver Figura 4.5). La cobertura de gravas de las altiplanicies en las aéreas de Yanacocha Sur y Yanacocha Norte fue transportados hacia abajo y rellenaron dos

sub-cuencas que están separados por un alto local E-O que coincidía con el límite de aguas (antes del tajo). Al norte se localiza la cuenca La Pajuela con un relleno de 350 m. Al sur la cuenca La Quinoa con 320 m de espesor (ver Figura 4.5 y 4.6). Las secuencias clásticas gruesas contienen Au y son producto de la erosión de los yacimientos epitermales de alta sulfuración de Yanacocha.

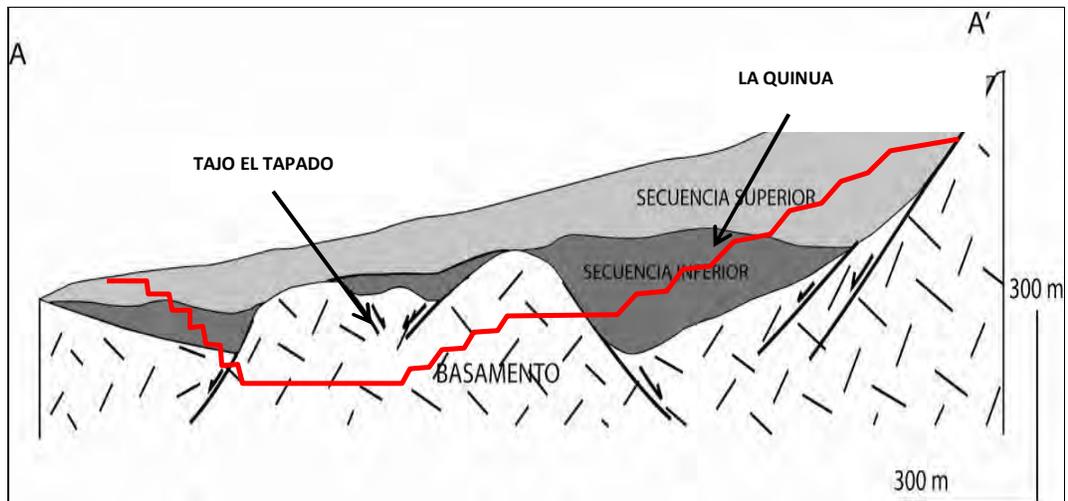
Infrayaciendo a las gravas de La Quinoa se encuentra el basamento rocoso que alberga el depósito El Tapado, este basamento está marcado por dos tendencias de fallas geológicas normales, la primera con dirección NO-SE (fallas La Quinoa, Tapado, y Carbón), y la segunda con dirección E-O (fallas Norte, Fraile y Cura), tal y como muestra la Figura 4.5. Estas tendencias definen caídas en algunos bloques del basamento y algunas escarpas en el paquete de suelos (ver Foto 4.1), lo que indica que han tenido movimiento durante el Cuaternario.

Figura 4.5. Cuenca La Quinua y fallas distritales.



Fuente: Reporte de Paleosuelos, informe interno del Área de Geología de Minera Yanacocha.

Figura 4.6. Sección esquemática mostrando la secuencia inferior y superior de la cuenca La Quinua.

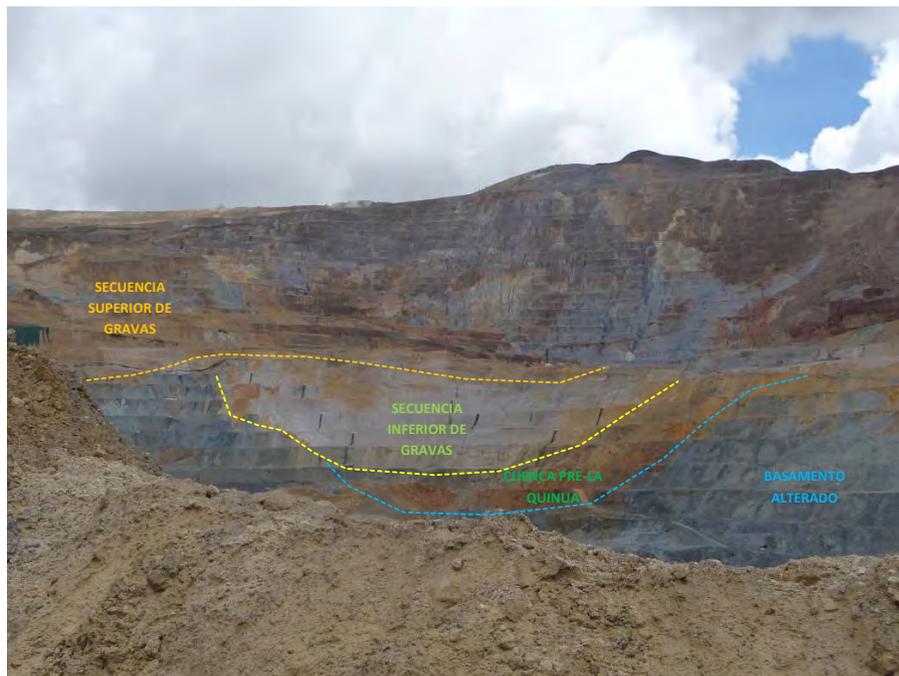


Fuente: Modificado de Reporte de Paleosuelos, informe interno del Área de Geología de Minera Yanacocha.

Fotografía 4.1 Imagen satelital mostrando la falla activa de La Quinua con movimiento normal y sinistral, afectando a las gravas superiores (USG) de la cuenca La Quinua.



Fotografía 4.2 Vista mostrando las relaciones de contacto entre el basamento, la cuenca Pre-La Quinua, la secuencia inferior y superior de gravas.



CAPÍTULO V

INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Luego de la identificación de las dos inestabilidades; la primera relacionada a gravas en Junio del 2008, y la segunda más profunda en el basamento rocoso en el 2010; se pusieron en marcha sendas investigaciones geotécnicas, consistentes en perforaciones diamantinas, instalación de inclinómetros, piezómetros de tubo abierto, piezómetros de cuerda vibrante, mapeo geotécnico, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas. Esto, con la finalidad de modelar los mecanismos actuantes en cada inestabilidad y de esta manera poder definir las posibles medidas de estabilización.

5.1 Perforación Diamantina

Los testigos fueron logueados geotécnica y geológicamente, las Tablas 5.1 y 5.2 muestran el resumen de los registros realizados.

5.1.1 Campaña Inestabilidad 2008

El programa de perforación se desarrolló durante la segunda mitad del 2008, y consistió de 41 taladros diamantinos, en diámetro PQ; diámetro necesario para

realizar los ensayos triaxiales en suelos; cada taladro se logeo geotécnicamente y se muestreó sistemáticamente a fin de caracterizar la resistencia de los materiales, de la misma manera en algunos de estos taladros se instaló instrumentación geotécnica. Las características de cada taladro se resumen en la Tabla 5.1, y la ubicación de los taladros en planta se muestra en el Plano 02.

5.1.2 Campaña Inestabilidad 2010

El programa de perforación se desarrolló durante la primera mitad del 2011, y consistió de 18 taladros diamantinos, en diámetro PQ, cada taladro se logeó geotécnicamente y se muestreó sistemáticamente a fin de realizar ensayos granulométricos y de límites; de la misma manera en alguno de estos taladros se instaló instrumentación geotécnica. Las características de cada taladro se resumen en la Tabla 5.2, y la ubicación de los taladros en planta se muestra en el Plano 03.

5.2 Instrumentación Geotécnica

La instrumentación geotécnica tiene por objetivos principales, definir los mecanismos actuantes en las inestabilidades y monitorear la evolución de las mismas. De esta manera se pueden aplicar modelos para predecir eventos de deslizamientos catastróficos y monitorear la efectividad de los métodos de estabilización. Entre los equipos de instrumentación geotécnica utilizados tenemos: inclinómetros, piezómetros de tubo abierto, piezómetros de cuerda vibrante, sistema robotizado de prismas, sistema de escaneo laser, radar interferométrico. En el Anexo A, se detalla las características de cada equipo y su utilización.

5.2.1 Instrumentación Geotécnica 2008

El talud se instrumentó con 07 inclinómetros, 07 piezómetros de cuerda vibrante, y 05 piezómetros de tubo abierto, los cuales fueron instalados en los taladros geotécnicos, de la misma manera a esa fecha se contaba con un sistema de monitoreo robotizado de prismas marca Geomoss. La ubicación de estos instrumentos es mostrada en el Plano 04.

5.2.2 Instrumentación Geotécnica 2010

El programa incluyó 15 inclinómetros, 31 piezómetros de cuerda vibrante, los cuales fueron instalados en los taladros geotécnicos. De la misma manera durante el 2011 se adquirieron un sistema de monitoreo laser y un sistema de monitoreo de radar interferométrico. La ubicación de estos instrumentos es mostrada en el Plano 05.

5.3 Ensayos de laboratorio

En la inestabilidad del 2008, se llevó a cabo una campaña intensiva de ensayos de mecánica de suelos y rocas, con el fin de caracterizar la resistencia de las unidades geotécnicas, la Tabla 5.3 resume la cantidad y tipo de ensayos para la inestabilidad del 2008.

En el Anexo B, se detalla los tipos de ensayos realizados.

Durante la inestabilidad del 2010, no se tomaron muestras para ensayos de corte, debido a que se utilizó la información de resistencias del 2008. Solo para la unidad

llamada “Halo” (contacto propilítico-sílice) se tomaron 12 muestras para realizar ensayos granulométricos y de límites de Atterberg, esto con la finalidad de establecer correlaciones entre el índice de plasticidad (IP) y la fricción efectiva no drenada. El valor obtenido sirvió como punto de partida para calibrar el valor final de resistencia a partir del retro-análisis.

Tabla 5.3. Resumen general de ensayos efectuados en la campaña del 2008.

Material	Granulometría	Límites de Atterberg	Triaxial	Corte Directo	Contenido de Humedad	Densidad	Campaña
Secuencia Superior de Gravas (USG)	9	9	5	1	13	8	2008
Secuencia Inferior de Gravas (LSG)	48	22	1	-	48	-	2008
Contacto Roca-Suelo (Withe Clay Gouge)	21	23	8	1	27	15	2008
Tapado Gravels (Regolito)	10	10	4	1	10	1	2008
Estrato Fino (Fine Contact Bedding)	11	11	1	-	11	3	2008
Contacto Grueso	13	10	-	-	13	4	2008
Argílico	9	9	2	-	10	7	2008
Prop No Comp / Clay 2	65	10	-	-	65	1	2008

Nota: En la campaña del 2010 solo se realizaron ensayos de granulometría y límites para el material Halo, ya que este material representaba la superficie de falla, las demás propiedades fueron las mismas del 2008.

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

5.4 Mapeo Geotécnico

El mapeo geotécnico de bancos es un procedimiento regular en Minera Yanacocha, y se enfoca en identificar los contactos entre las unidades geológicas y geotécnicas, de la misma manera busca levantar los rasgos estructurales principales existentes en las paredes del tajo. La técnica de mapeo utilizada es la de celdas; un ejemplo del formato de mapeo es mostrado en La Tabla 5.4. Los resultados compilados se aprecian en los Planos 06 y 07.

5.5 Mapeo Geológico

Mapeo geológico sistemático de bancos es desarrollado en los tajos La Quinua y El Tapado, de manera paralela al minado, un compilado de los mapeos del 2008 y 2010, es mostrado en los planos 08 y 09.

CAPÍTULO VI

MODELO GEOTÉCNICO

El modelo geotécnico en la pared Norte de los tajos La Quinoa y Yanacocha, es la caracterización de materiales en dominios geotécnicos, tomando como base el modelo geológico, el cual ha sido modificado en base al resultado del logeo de perforaciones geotécnicas, estas perforaciones estuvieron ubicadas especialmente en zonas con falta de información geológica. El modelo geotécnico del depósito conforma la base para los análisis de estabilidad y los diseños de los taludes del tajo.

Incluye los siguientes elementos:

- Geología del tajo
- Estructura geológica
- Propiedades del material
- Agua subterránea

6.1 Modelo Geotécnico en Suelos

Los suelos de La Quinoa y El Tapado Norte están conformados por sedimentos gruesos, sílico-clásticos, no consolidados, derivados de la erosión del macizo rocoso

de las partes altas de los Cerros Yanacocha y Encajón. Los sedimentos fueron transportados mediante procesos glaciales y fluvio-aluviales, que llenaron una cuenca deposicional (cuenca de La Quinua). En la cuenca de La Quinua, el relleno de grava alcanza un espesor máximo de 320 m.

El modelo de ingeniería del suelo se basa en criterios de clasificación estratigráfica y combina dos modelos geológicos (2004 y 2008); La columna geotécnico-estratigráfica para los suelos se muestra en la Figura 6.1.

Una descripción breve de cada material es presentado a continuación:

Gravas de la Secuencia Superior (USG)

Consisten en horizontes gravosos de grano grueso, y alcanzan un espesor máximo de 250 m; representan condiciones de alta energía durante su deposición. Las Gravas de la Secuencia Superior consisten principalmente en fragmentos volcánicos oxidados, limoníticos, con alteración silíceo. Las exposiciones de esta unidad muestran gravas no clasificadas con tamaños entre ripios y gujarros, y cantos rodados ocasionales de 3 a 4 centímetros de diámetro, que flotan en una matriz de grava limo-arenosa. En algunos casos, se presentan en bancos de no estratificados a débilmente estratificados. Dentro de las Gravas de la Secuencia Superior se encuentran intercalados lentes de limo de grano fino, ligeramente gravoso.

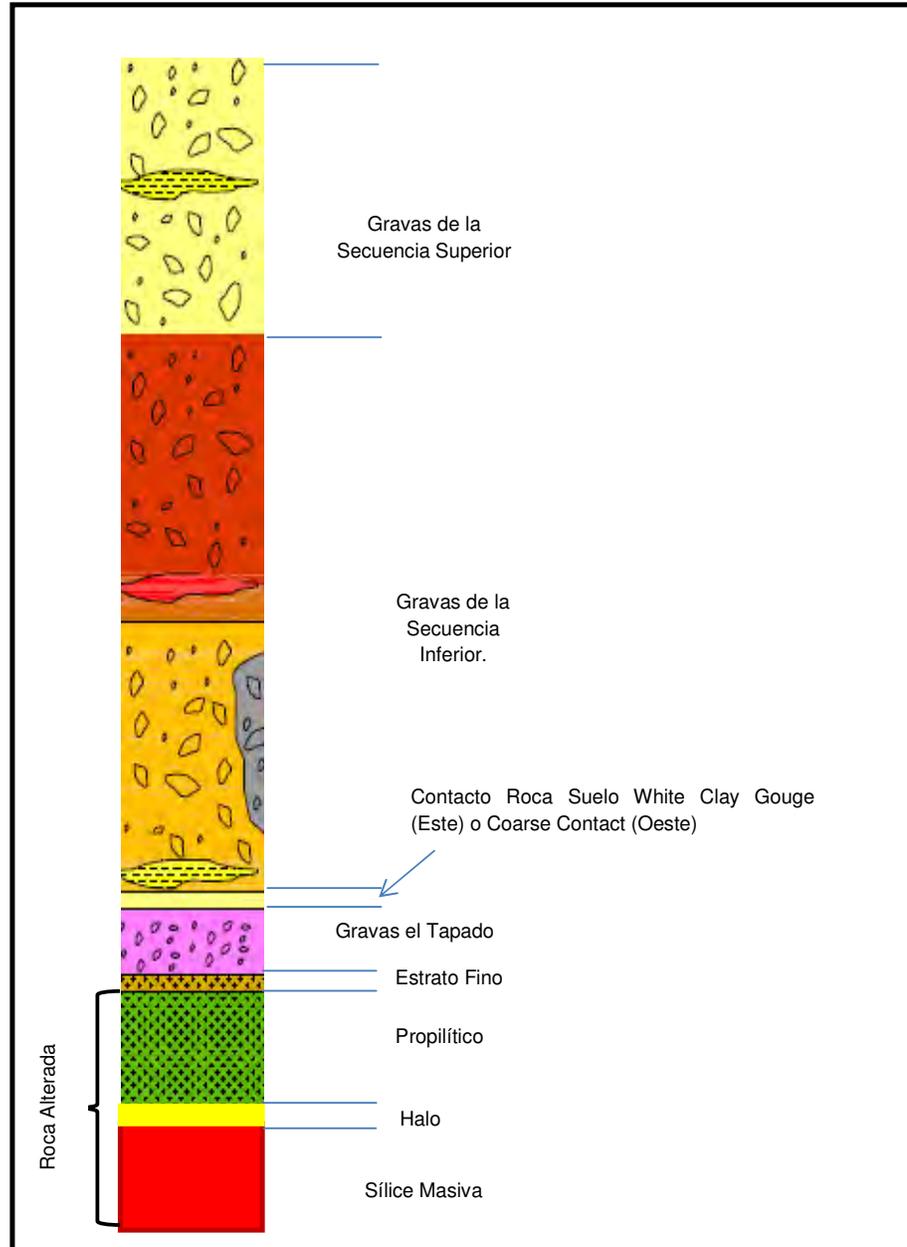
Gravas de la Secuencia Inferior (LSG)

Una secuencia de grava gruesa, transportada, se superpone a las Gravas de El Tapado (regolito) y se deposita directamente sobre la roca del basamento, donde el regolito está ausente. Los fragmentos gruesos consisten principalmente en rocas volcánicas alteradas en sílice, sílice-alunita y sílice-clay. Las Gravas de la Secuencia Inferior (LSG) alcanzan un espesor máximo de 220 m. Los sedimentos de LSG tienen un color principalmente blanco a gris claro, estando los óxidos de hierro ausentes o encontrándose en cantidades menores. En algunas áreas, en particular en las porciones más profundas, se observa la presencia de sulfuros. Las LSG se caracterizan también por la presencia de grava con tamaños entre ripios y guijarros lodosos, arenosos, en combinación con lechos de limo arcilloso de laminación fina; en algunos casos se encuentra presente material orgánico diseminado. Esta configuración sugiere una deposición de baja energía en entornos acuosos someros, interrumpida por eventos deposicionales periódicos de alta energía.

Gravas de El Tapado (Regolito)

Esta unidad consiste en una secuencia discontinua de regolito mayormente monomítico, que proviene de la meteorización del basamento rocoso y se superpone inmediatamente al mismo en la base de la secuencia de gravas. El regolito representa la meteorización y erosión inicial de la superficie basamento de La Quinua, posiblemente antes del inicio de la actividad tectónica. La distribución del regolito es poco conocida, debido a la escasez de perforaciones que intersecten esta unidad.

Figura 6.1. Columna geotécnica de La Quinua.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit Slope Design – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

6.2 Modelo Geotécnico en el Basamento Rocoso

Como se explicó en el Capítulo 4, la roca original en el Tapado Norte ha sufrido diversas etapas de alteración durante su historia geológica, algunos de estos eventos han tenido carácter pervasivo y han borrado las características del protolito original. Es por esta razón que para la definición del modelo geotécnico en rocas se ha tomado como base el modelo de alteraciones, publicado por el Área de Geología en el año 2010. Un diagrama del modelo se muestra en la Figura 6.2.

Las alteraciones hidrotermales poseen una resistencia a la roca intacta muy variable, la cual depende de la intensidad de la alteración. En la descripción de cada alteración se incluye su valor promedio de resistencia de la roca intacta (ISRM), propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, cuyo detalle se muestra en el Anexo C.

Una descripción breve de cada tipo de material es mostrado a continuación:

Sílice

Este material se caracteriza por agrupar a las alteraciones silíceas; incluye cuarzo micro-cristalino de textura masivo (Sílice Masiva) y sílice microcristalina con oquedades (sílice vuggy). Para la pared de El Tapado Norte, este material se encuentra restringido al centro y al fondo del depósito. La alteración Silica es una roca rica en sílice densa fracturada, con una resistencia intacta alta (ISRM R4 a R5).

Sílice Granular (GS)

La alteración GS representa la actividad del vapor ácido que actúa sobre la roca volcánica original; en muchos casos, el resultado es una roca friable con resistencia de baja a media (ISRM R3 a R4) y una textura arenosa. Existen 3 intensidades en esta alteración, la intensidad **1** se caracteriza por ser una roca compacta con algunas oquedades y fracturas rellenas con arena sílicea, la intensidad **2** se caracteriza por contener bloques y fragmentos síliceos en un matriz arenosa, y la intensidad **3** es arena sílicea pura. Esta unidad geotécnica (GS) agrupa las sílice granular con intensidades 2 y 3 (más débiles), mientras que la intensidad 1 se agrupa en la unidad Sílice. Los cuerpos de GS se encuentran restringidos al fondo del tajo de El Tapado, entre alteraciones sílice masiva y argílico a argílico avanzado. En La Quinua Norte, el material de GS es común en la parte superior del tajo.

Argílico (Clay 3)

Esta unidad se caracteriza por el alto contenido de arcilla (70%-100%). Representa la alteración más intensa producida por los fluidos hidrotermales calientes. El resultado es una roca quebradiza con una matriz de arcilla abundante (principalmente caolinita). Aun cuando esta unidad es una roca alterada, las grandes cantidades de arcilla determinan un comportamiento del suelo que presenta una alta plasticidad y una consistencia arcillosa muy rígida (ISRM S4 – S5). Los cuerpos principales de esta unidad subyacen al contacto suelo-roca en la pared de La Quinua Norte; en el tajo El Tapado, se encuentran restringidas entre las alteraciones en sílice masiva (centro del tajo) y propilítica. Esta unidad es muy crítica desde el punto de vista de la

estabilidad; su presencia dentro de los taludes podría determinar la existencia de condiciones inestables.

Argílico Avanzado (Clay 2)

Esta unidad se caracteriza por una intensidad moderada del contenido de arcilla (50% - 70%). Esta alteración representa una etapa de alteración inferior a la de Clay 3; el resultado es una roca quebradiza con una matriz arcillosa moderada. En general, los materiales de este tipo (fragmentos de sílice en una matriz arcillosa) se comportan como suelos y tienen una plasticidad moderada. La consistencia de este material va de arcilla dura a roca blanda (ISRM S5 – R1).

Clay 1

Esta unidad representa un tipo de alteración argílica avanzada; la intensidad de la alteración es incipiente, y la razón de sílice a arcilla es de 2:1. En general, la cantidad de arcilla es menor que el 10%. El resultado es una roca competente (ISRM* R4). En El Tapado Norte y La Quinua Norte, la unidad Clay 1 se encuentra restringida a los sectores exteriores del depósito.

Sílice Alunita (SA)

En este caso, la roca volcánica original fue alterada por los fluidos hidrotermales, dejando un basamento rocoso alterado con una matriz de sílice y fracturas de relleno de alunita, como parches dentro de la matriz silíceo. Esta unidad presenta propiedades de resistencia relativamente intermedias (ISRM* R3-R4).

Propilítica Competente

Por lo general, la roca de alteración propilítica se encuentra distal (en la periferia del tajo). La roca que presenta esta alteración por lo común presenta colores verduzcos, y está compuesta por sílice con clorita débil, montmorillonita, illita y pirita. En esta alteración, la textura de la roca original está conservada. Este material es una roca relativamente competente. La resistencia a la compresión uniaxial intacta fluctúa entre R3 y R4.

Propilítica No Competente

Tiene una composición similar a la propilítica competente; sin embargo, presenta más fracturas rellenas con arcilla. El resultado es una roca quebradiza, formada por fragmentos de roca fresca que flotan en una matriz limo-arcillosa. Geotécnicamente comparte muchas similitudes con el material Clay 2.

6.3 Contactos

Los contactos históricamente han representado los controles de estabilidad más importantes relacionados a inestabilidades de talud general, y han sido definidos por las sucesivas investigaciones geotécnicas. A continuación se describen los contactos más importantes que han sido identificados como superficies de deslizamiento:

Contacto Roca-Suelo (Withe Clay Gouge)

Este material fue identificado en julio de 2008, durante el logeo de taladros geotécnicos. Su existencia fue confirmada por varios taladros y mediante el mapeo en el área de La Quinoa Norte. La ubicación estratigráfica de esta unidad se

encuentra debajo del relleno de gravas (USG/LSG), y superpuesta al basamento rocoso. En general, este material está representado por una arcilla de baja permeabilidad, alta plasticidad, blanquecina, generalmente saturada, con presencia de espejos de fallas. Esta unidad representó el control principal o plano de falla en la inestabilidad del 2008. Durante el período de inestabilidad, se observaron desplazamientos de corte (hasta 0.5 m) en los taludes, y además, también se identificaron pequeños afloramientos de aguas en este material. El Plano 10 muestra la extensión de este material dentro del área de estudio.

Contacto Grueso (Coarse Contact)

Esta unidad presenta la misma ubicación estratigráfica que el *Withe Clay Gouge*; sin embargo, se encuentra restringida al área del tajo de El Tapado Norte. Este suelo está conformado por arcilla limosa parduzca con una plasticidad media; su resistencia al corte es mayor que la de la salbanda arcillosa blanca.

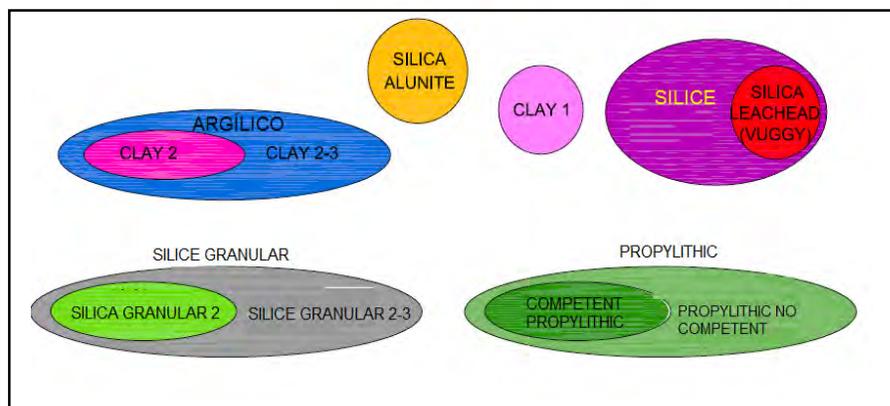
Estrato Fino (Fine Contact Bedding)

Esta unidad se encuentra ubicada entre el relleno de gravas (USG/LSG) y las Gravas de El Tapado (Regolito); está representada por arcilla limosa parduzca de plasticidad media, que por lo general se encuentra saturada; presenta un ancho de 3 m (en promedio). Este material fue identificado mediante el mapeo que se efectuó en junio de 2008, y luego confirmado por las perforaciones, como parte del programa de investigación. El área representada por este material se muestra en el Plano 10.

Contacto Propilítico-Sílice (Halo)

Se trata de una capa arcillosa gris blanquecina, de alta plasticidad, con abundantes espejos de falla, y de espesor variable entre 1 y 10 metros. Representó la principal superficie de falla durante la inestabilidad del 2010, fue identificada por perforación geotécnica debido a que no existen afloramientos conocidos de este material.

Figura 6.2. Modelo geotécnico en rocas del Tapado.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

6.4 Modelo Estructural

Estructuras Principales

Existen fallas principales de escala distrital que han sido modeladas en base al logeo y mapeo geológico, estas estructuras están incluidas en el modelo como superficies tridimensionales las que se pueden apreciar en la Figura 6.3, la intersección de las mismas con el tajo se muestra en el Plano 01. En general existen dos tendencias de fallas geológicas, ambas del tipo normal; la primera está representada por una tendencia Noroeste (fallas La Quinua, Tapado, Carbón) y la segunda está representada por una tendencia Este-Oeste (Fallas Norte, Fraile, Cura). Estas fallas se

manifiestan como zonas de debilidad, y caídas en bloques del basamento rocoso. Dos de estas estructuras; las fallas La Quinua y Norte; son desfavorables para la estabilidad de la pared Norte, pues buzanan en la misma dirección que la pared del tajo.

Estructuras Secundarias

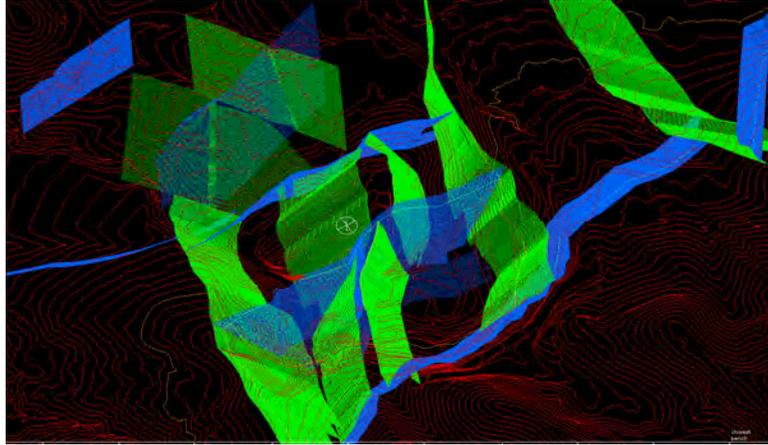
El procesamiento de los datos estructurales recopilados como parte del mapeo geotécnico de bancos por el método de celdas (un ejemplo del formato es mostrado en la Tabla 5.4), determinó 5 familias de discontinuidades en el tajo de El Tapado:

- Conjunto 1..... $80^{\circ}/173^{\circ}$ (Buzamiento/Orientación).
- Conjunto 2..... $56^{\circ}/204^{\circ}$ (Buzamiento/Orientación).
- Conjunto 3..... $74^{\circ}/230^{\circ}$ (Buzamiento/Orientación).
- Conjunto 4..... $52^{\circ}/142^{\circ}$ (Buzamiento/Orientación).
- Conjunto 5..... $74^{\circ}/313^{\circ}$ (Buzamiento/Orientación).

El potencial de que estos conjuntos produzcan fallas estructuralmente controladas también depende de la orientación y el buzamiento del talud del tajo.

El Plano 07 muestra el análisis de datos estructurales para evaluar la existencia de posibles fallas estructuralmente controladas. En general, los análisis confirman la existencia de dos posibles combinaciones de conjuntos que podrían producir fallas tipo cuñas. Estas potenciales cuñas son analizadas en el numeral 12.3.

Figura 6.3. Estructuras modeladas en 3 dimensiones para el complejo La Quinoa – El Tapado



Fuente: Autor

CAPÍTULO VII

PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE MATERIALES

La resistencia de la mayor cantidad de materiales existentes en el talud Norte de los tajos La Quinua y El Tapado, fueron definidos en base a ensayos de laboratorio realizados en el año 2008 (como parte de la primera investigación), durante el año 2010 solo se modeló por retro-análisis, la resistencia del contacto *Halo*, debido a que representaba la superficie de deslizamiento principal.

7.1 Resistencia de Suelos

El modelo de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Mohr en 1900, esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y cortante, y no solo por la presencia del esfuerzo máximo normal o bien del esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa de la siguiente forma:

$$T_f = f(\sigma)$$

Dónde:

T_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

$f(\sigma)$ = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre un plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1876), esta relación se escribe como:

$$\tau = c + \sigma \tan (\phi)$$

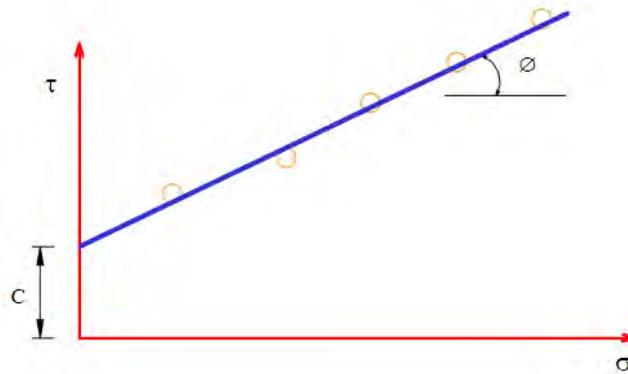
Dónde:

C= Cohesión

ϕ = Ángulo de fricción interna

La ecuación precedente se llama criterio de Mohr-Coulomb, y su representación gráfica se muestra en la Figura 7.1.

Figura 7.1. Representación gráfica del criterio del Mohr-Coulomb.



Fuente: *Mecánica de Suelos*, William Lambe, 2002..

Es importante señalar que las resistencias de los principales contactos que actúan como principales controles de estabilidad, han sido modeladas como suelos bajo el criterio antes descrito.

7.1.1 Propiedades de Índice

Durante la investigación del 2008, se tomaron un total de 114 muestras, que fueron llevadas al laboratorio de suelos de MYSRL para llevar a cabo ensayos de índice. Los suelos fueron clasificados de acuerdo con el Sistema de Clasificación de Suelos Unificado (USCS). La Tabla 7.1 resume el rango de propiedades de índice para los principales materiales modelados en el presente estudio.

Durante la investigación del 2010, se tomaron un total de 12 muestras, del contacto conocido como *Halo*, la Tabla 7.2 muestra el rango de resultados obtenidos para este material.

Tabla 7.1. Resumen de propiedades índice en la campaña del 2008.

Unidad Geotécnica	Grava (%)	Arena (%)	Finos (Limos y Arcilla) (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ϕ Correlación Kenney	ϕ Correlación Holtz & Kovacs	SUCS	OBSERVACIONES
Secuencia Superior de Gravas (USG)	15 - 49 (29)	19 - 35 (28)	26 - 53 (43)	31 - 59 (47)	16 - 31 (25)	15 - 32 (22)	23°	31°	GC, GM, SC, SM, CL, ML	Clayey gravel with sand, silty gravel with sand, clayey sand with gravel, silty sand with gravel, sandy lean clay, silt with sand
Secuencia Inferior de Gravas (LSG)	63 - 28 (46)	32 - 18 (25)	12 - 45 (28)	25 - 50 (37)	14 - 30 (22)	9 - 21 (15)	32°	32°	GC, GM, SC, SM, CL, ML	Silty gravel with sand, clayey gravel with sand
Contacto Roca-Suelo (White Clay Gouge)	0 - 27 (6)	3 - 53 (24)	38 - 97 (70)	20 - 76 (47)	13 - 36 (24)	7 - 56 (23)	22°	30°	CH, CL, MH, ML	Sandy fat clay, sandy lean clay, elastic silt, silt with sand.
Gravas del Tapado (Regolito)	24 - 59 (42)	20 - 37 (29)	20 - 40 (30)	24 - 61 (38)	17 - 21 (18)	6 - 43 (20)	22°	30°	GC, GM, CL, ML	Clayey gravel with sand, silty gravel with sand, sandy lean clay, silt with sand.
Estrato Fino (Fine Contact Bedding)	0 - 11 (3)	3 - 24 (9)	72 - 96 (88)	31 - 77 (55)	18 - 39 (30)	13 - 43 (25)	19°	28°	GC, GM, CH, CL, MH, ML	Clayey gravel with sand, silty gravel with sand, sandy fat clay, sandy lean clay, elastic silt, silt with sand
Contacto Grueso (Coarse Contact)	15 - 59 (33)	25 - 53 (35)	16 - 46 (32)	32 - 60 (41)	15 - 25 (20)	9 - 39 (21)	30°	31°	GC, GM, SC, SM,	Clayey gravel with sand, silty gravel with sand, clayey sand with gravel, silty sand with gravel.
Argílico	0 - 38 (13)	27 - 46 (34)	32 - 68 (53)	27 - 64 (45)	14 - 21 (17)	11 - 44 (28)	20°	29°	CH, CL, MH, ML	Sandy fat clay, sandy lean clay, elastic silt, silt with sand.

Nota:

L.L: Límite Líquido, L.P: Límite Plástico, IP: Índice de Plasticidad, S.U.C.S: Clasificación Unificada de Suelos, (29): Valor promedio.

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

Tabla 7.2. Resumen de propiedades índice en la campaña del 2010.

Unidad Geotécnica	Grava (%)	Arena (%)	Finos (Limos y Arcilla) (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ø Correlación Kenney	Ø Correlación Holtz & Kovacs	SUCS	OBSERVACIONES
Halo (Inestabilidad 2010)	0-20 (10)	25-35 (30)	40-80 (60)	32 - 66 (49)	12 - 26 (19)	12 - 48 (30)	18°	28°	CH, CL, MH, ML	Sandy fat clay, sandy lean clay, elastic silt, silt with sand.

Nota:

L.L: Límite Líquido, L.P: Límite Plástico, IP: Índice de Plasticidad, S.U.C.S: Clasificación Unificada de Suelos, (29): Valor promedio.

Fuente: Base de datos del Grupo de Geotecnia MYSRL.

7.1.2 Resistencia al Corte

Se utilizaron varias fuentes de información para estimar la resistencia al corte de los suelos. Se tomaron en consideración ensayos triaxiales y de corte directo, también se utilizaron correlaciones entre el índice de plasticidad y el ángulo de fricción efectiva. Se revisó el desempeño de talud expuestos para respaldar la determinación de la resistencia al corte.

El resumen de los parámetros estimados para la resistencia al corte se muestra en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Resistencia y peso unitario de los materiales de suelos o como suelo
(Datos de entrada para los análisis de estabilidad en los software)

Unidad Geotécnica	Peso Unitario (KN/m ³)	p'-q' Esfuerzos		Comentarios
		c' (Kpa)	Φ' (°)	
Upper Sequence Gravel / Lower Sequence Gravel	21.2	10	39	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de la performance de taludes existentes en este material. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 31, Kenney = 23.
Gravas del Tapado (Regolito)	21.5	10	39	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de los gráficos p'-q' de los triaxiales LQMYBH08-25, LQMYBH08-33, LQMYBH08-34, y de la performance del talud. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 30, Kenney = 22
Estrato Fino (Fine Contact Bedding)	18.3	0	22	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de los gráficos p'-q' de los triaxiales LQMYBH08-25, LQMYBH08-33. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 28, Kenney = 19
Contacto Suelo-Roca (White Clay Gouge)	19.1	0	20	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de los gráficos p'-q' de los triaxiales LQMYBH08-20, LQMYBH08-29. Sin embargo se asumió un valor conservador de 20°. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 30, Kenney = 22
Argílico	21.1	15	30	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de los gráficos p'-q' de los triaxiales LQMYBH08-15, LQMYBH08-16. Sin embargo se asumió un valor conservador de 20°. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 29, Kenney = 20
Propilítico No Competente / Clay_2	20.6	0	34	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos de la performance de taludes existentes en este material. Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 30, Kenney = 19
Contacto Sílice-Propilítico (Halo)	21.1	0	24	La cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (Φ') fueron obtenidos del retro-análisis Fricción Efectiva de Holtz & Kovacs = 28, Kenney = 18

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

-Review of Pit Slope Design La Quinua Pit Phase II, Yanacocha Internal Report, 2006.

-Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

Ensayos Triaxiales

En la primera campaña del 2008 se ensayaron 42 muestras de los diferentes tipos de material y en la campaña del 2010 no se realizaron ensayos triaxiales.

De acuerdo con la literatura geotécnica (“Ingeniería Geotécnica de Presas y terraplenes” Robin Fell, Patrick MacGregor y David Stapledon, 1992; y “Mecánica de Suelos, Versión SI” por T. William Lambe y Robert V. Whitman, 1979), “Se recomienda, que cuando se han efectuado varios ensayos triaxiales, los parámetros relacionados con la resistencia al corte se obtengan partiendo de un diagrama P'-Q, en lugar de promediar los valores individuales c' , ϕ' de cada ensayo”, y “Es necesario indicar que, como señalan Lade (1986) y Mitchell (1976), la cohesión efectiva (c') debe ser igual a cero, o muy pequeña”.

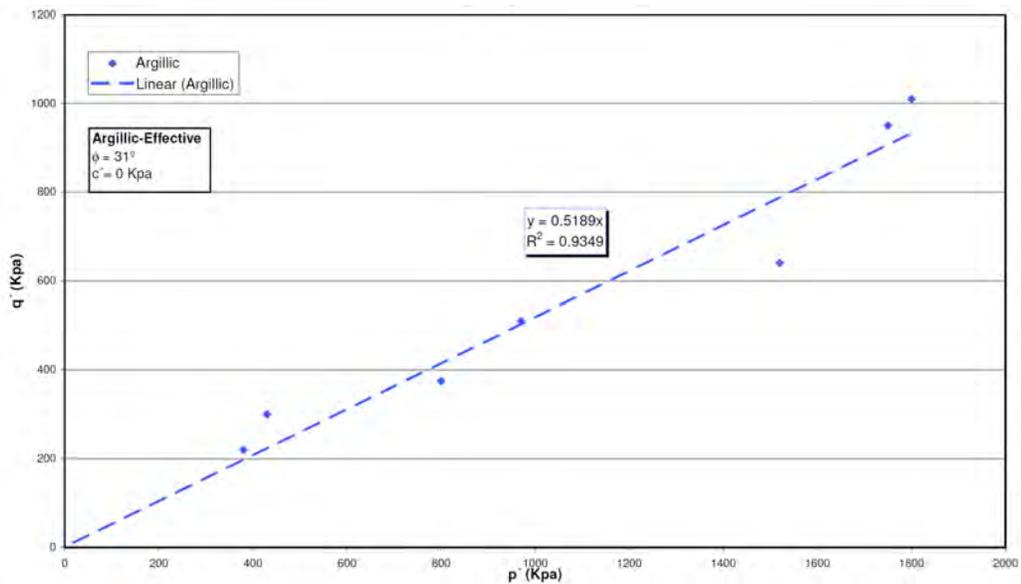
De conformidad con esta recomendación, los resultados del ensayo triaxial para los materiales probados en el tajo La Quinoa fueron interpretados utilizando diagramas P'-Q. Se obtienen dos valores con los trazos P-Q: α , que es el ángulo que forma la línea de tendencia con el eje X, y a , que es la intersección de la línea de tendencia con el eje Y; ambos valores pueden transformarse en c' y ϕ' utilizando las siguientes correlaciones:

$$c' = \frac{a}{\cos \phi'}$$

$$\phi' = \text{sen}^{-1}(\tan \alpha)$$

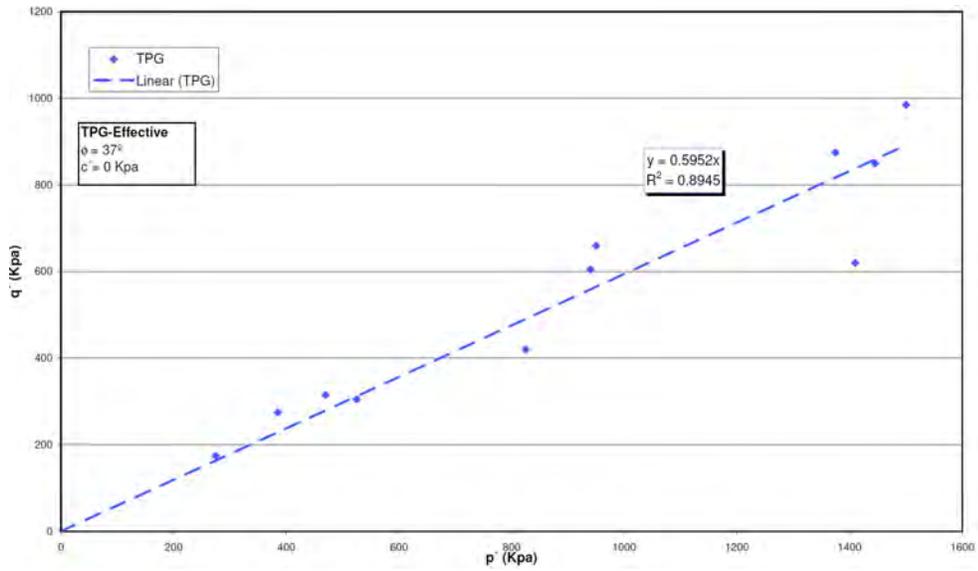
Los resultados fueron procesados e interpretados para obtener diagramas $P' - Q'$ para cada material. Los datos crudos que se utilizaron para construir los diagramas $P' - Q'$ se presentan en la Tabla 7.4. El detalle de los diagramas $P' - Q'$ para cada material se muestra en las Figuras 7.2, 7.3, 7.4, 7.5, 7.6.

Figura 7.2. Diagrama de esfuerzos P y Q del material Argílico.



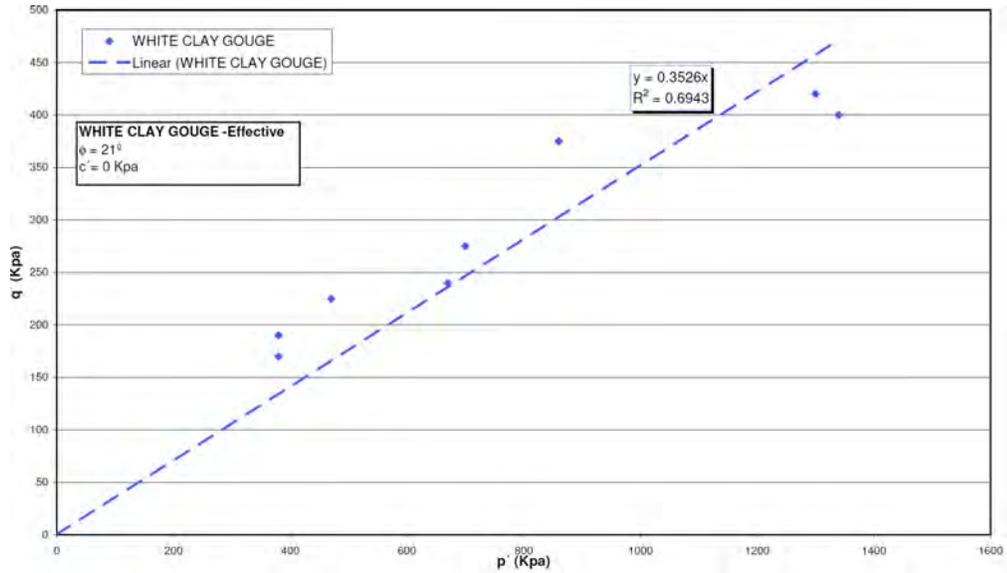
Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Figura 7.3. Diagrama de esfuerzos P y Q del material Gravas del Tapado.



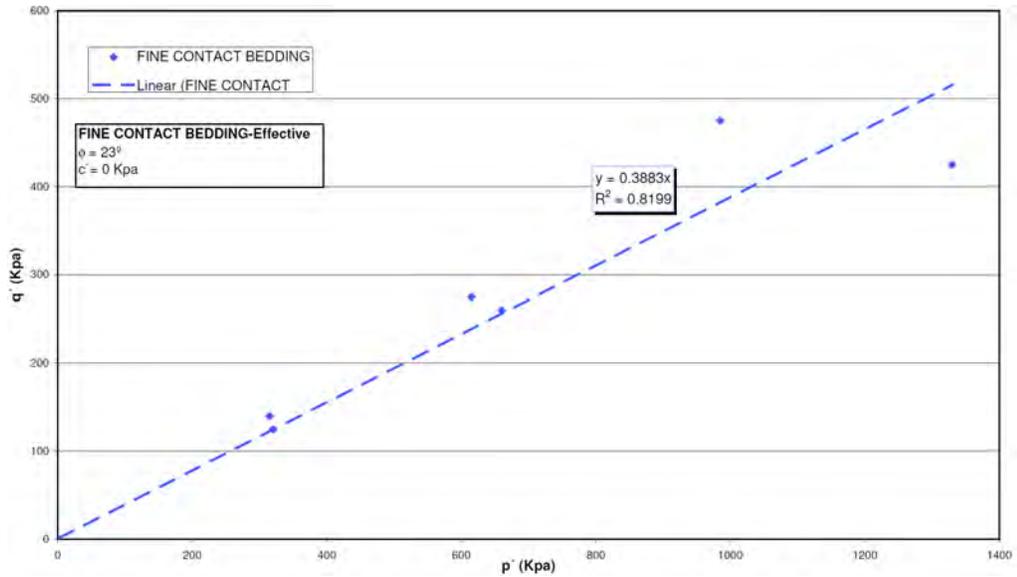
Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Figura 7.4. Diagrama de esfuerzos P y Q contacto Roca- Suelo (White Clay Gouge).



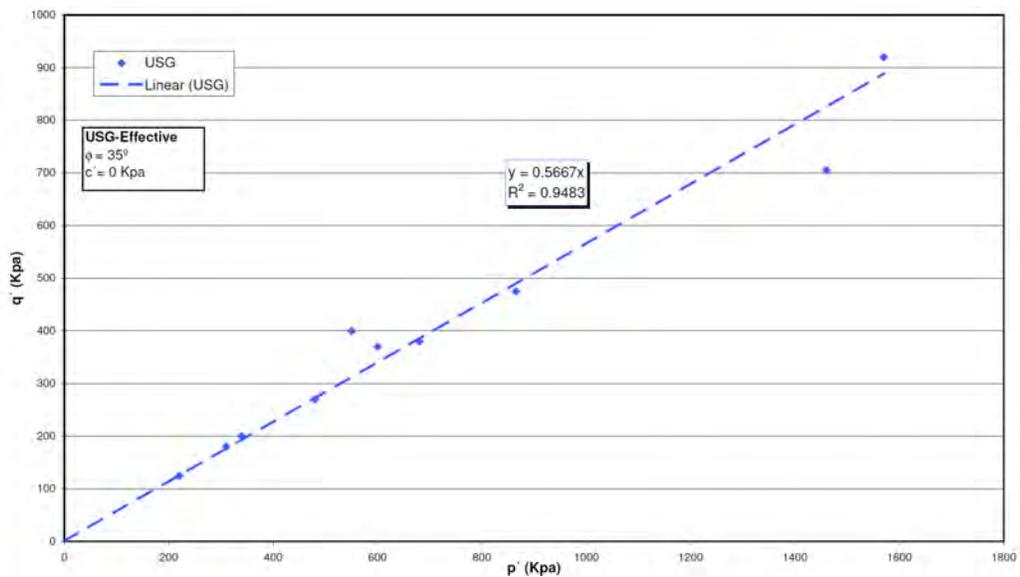
Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Figura 7.5. Diagrama de esfuerzos P y Q del material Estrato Fino.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Figura 7.6. Diagrama de esfuerzos P y Q del material Gravas de la Secuencia Superior.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Ensayos de Corte Directo

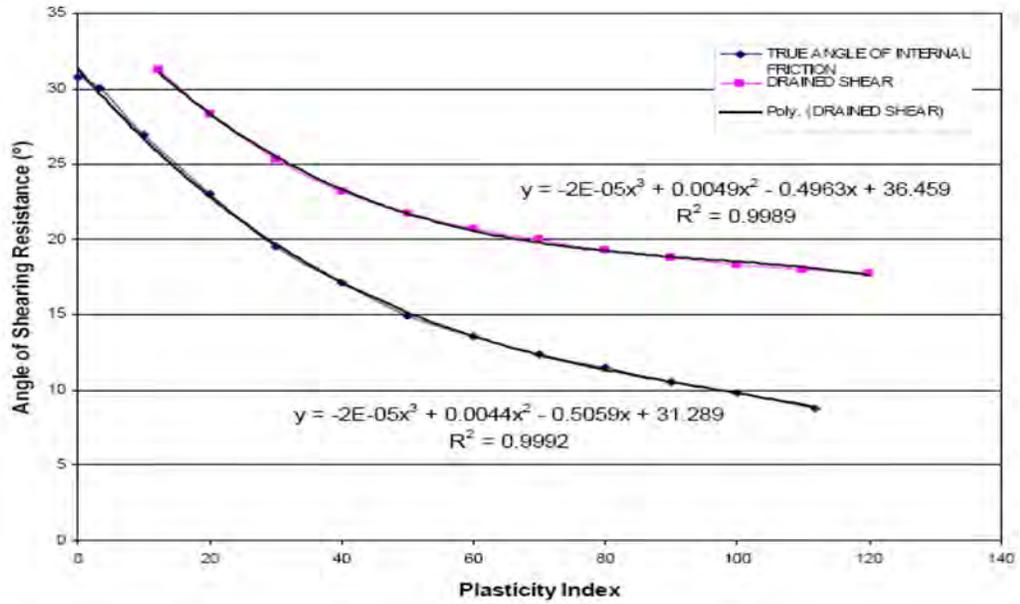
Durante la primera investigación (2008) se efectuaron 3 ensayos de corte directo; sin embargo, los resultados mostraron valores inesperados de acuerdo con nuestra experiencia. Por esta razón, en el presente estudio no se tomó en consideración este tipo de ensayos para la estimación de los parámetros de la resistencia definitivos. La Tabla 7.5 resume los resultados.

En la investigación del 2010 no se realizaron ensayos de corte directo.

Correlación entre la Plasticidad y la Resistencia del Suelo

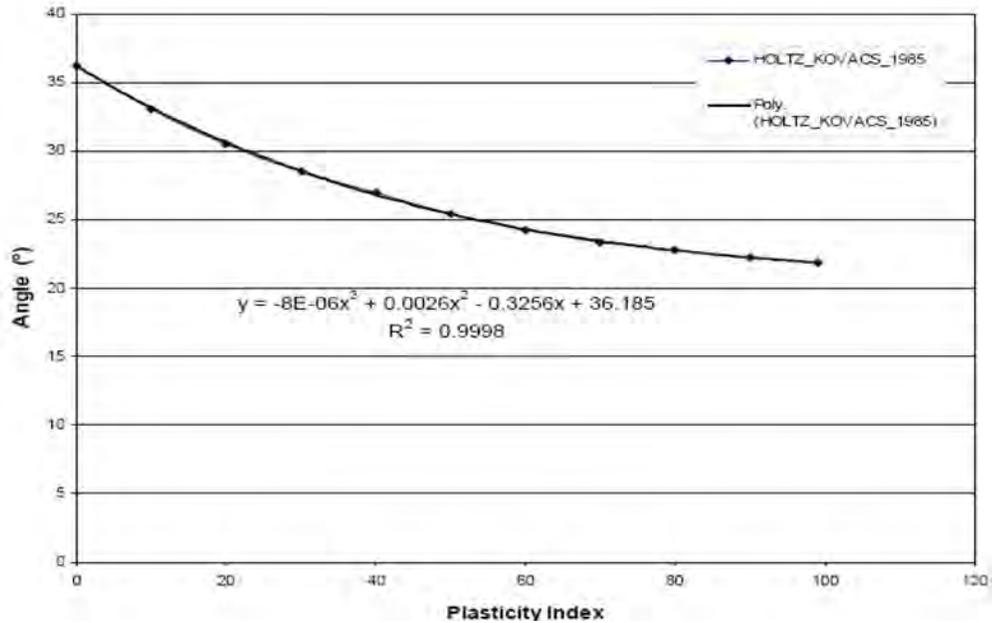
Se tienen disponibles varias correlaciones entre el índice de plasticidad y los parámetros de la resistencia efectiva, incluyendo la investigación efectuada por Kenney (correlación de corte drenado de 1974) que se muestra en la Figura 7.7, así como la investigación llevada a cabo por Holtz y Kovacs (1985) que se muestra en la Figura 7.8. Para todas las unidades de suelo, el índice de plasticidad promedio se utilizó para determinar el ángulo de fricción efectivo ϕ' a partir del diagrama, pero solo como un medio para verificar otras interpretaciones, debido a que no fueron utilizados para los análisis de estabilidad. El resumen de la correlación entre los valores de la resistencia y la plasticidad se muestra en las Tabla 7.1 y 7.2.

Figura 7.7. Correlación IP vs ϕ' Kenney (1974).



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado Pit North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

Figura 7.8. Correlación IP vs ϕ' Holtz and Kovacs (1985).



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009

Tabla 7.5. Resultados de ensayos de corte directo en muestras de suelo y como suelo para la investigación geotécnica del 2008

TALADRO	PROF. (m)	UNIDAD GEOTÉCNICA	CONTENIDO DE HUMEDAD %		PESO UNITARIO INICIAL (g/cm ³)		PESO UNITARIO FINAL (g/cm ³)		ESFUERZO NORMAL (Kpa)	ESFUERZO DE CORTE (Kpa)	DIÁMETRO mm	DESPLAZAMIENTO mm	Deformación de Fallura %	USCS	PL	LL	IP	Pico		Residual	
			INICIAL	FINAL	HÚMEDA	SECA	HÚMEDA	SECA	$\sigma_{N 1,2,3}$	$\tau_{1,2,3}$								c, kPa	ϕ	c, kPa	ϕ
LQMYBH08-28 (*)	83.80 93.15	Withe Clay Gouge	28.0%	29.0%	1.930	1.507	1.981	1.536	400	132	59.9	2.75	4.59	CH	22.00	89.00	67.00	0	21	42	11
			27.4%	26.8%	1.946	1.528	1.984	1.565	800	363	59.9	3.00	5.01								
			30.9%	22.5%	1.930	1.474	2.132	1.740	1600	415	59.9	4.09	6.83								
LQMYBH08-12 (*)	43.55 43.90	USG	16.9%	26.3%	2.000	1.711	2.090	1.655	300	274	59.9	1.46	2.44	CH	29.00	69.00	40.00	0	32	108	24
			15.7%	25.3%	1.983	1.715	2.135	1.704	600	436	59.9	4.72	7.88								
			13.8%	22.7%	1.934	1.699	2.150	1.752	1200	740	59.9	4.19	6.99								
LQMYBH08-31 (*)	9.40 9.55	Tap Gravas	16.9%	20.1%	2.078	1.777	2.165	1.802	400	361	59.9	2.03	3.39	SC	18	38	20	0	36	46	34
			17.3%	19.7%	2.077	1.771	2.174	1.816	800	636	59.9	3.14	5.24								
			17.4%	18.7%	2.079	1.770	2.193	1.847	1600	1145	59.9	3.48	5.81								

Nota:

(*) El reporte no detalla los resultados de la granulometría.

El valor pico fue obtenido de la interpretación de los esfuerzos normales y de corte considerando cero de cohesión.

LL: Límite Líquido.

LP: Límite Plástico.

I.P: Índice de Plasticidad.

U.S.C.S: Clasificación Unificada de Suelos.

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinoa and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

Tabla 7.6. Performance de taludes existente en el 2008.

Unidad Geotécnica	Ángulo Inter-rampa Medido (Average (°))	Rango de Ángulo de Fricción Interna (°)
USG/ LSG	35	37 - 39
Tapado Grava	38	40 - 42
Propilítico No Comp / Clay_2	34	36 - 38

Nota: El rango de fricción efectiva ha sido obtenido sumando 2 y 4° al valor del ángulo inter-rampa.

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design", Yanacocha Internal Report, 2009.

Desempeño del Talud

Los tajos de La Quinua y El Tapado han sido desarrollados durante casi 6 años, y durante este tiempo, se excavaron muchos taludes en diferentes materiales, logrando un éxito relativo. La Tabla 7.6 resume los criterios de diseño del Talud Geotécnico, incluyendo ángulo inter-rampa, altura y tipo de material, para los taludes desarrollados con éxito en La Quinua y El Tapado. Luego, se asumió que el ángulo de fricción eficaz era ligeramente mayor (dos o tres grados más) que el ángulo inter-rampa. Esta información fue utilizada para establecer los parámetros de la resistencia en materiales con poca información disponible de ensayos de laboratorio.

7.2 Resistencia de Rocas

La resistencia de los materiales rocosos de la pared Norte de los tajos La Quinua y El Tapado ha sido definida en base a información de campo y ensayos de laboratorio realizados en el 2008 y previamente. Para los análisis realizados en el 2010, se asumieron las propiedades calculadas previamente.

7.2.1 Resistencia de la Roca Intacta

La resistencia intacta fue estimada partiendo de los ensayos de compresión no confinados (UCS) y los ensayos de carga puntual que se efectuaron como parte de los reportes previos, excepto por el material propilítico competente, que fue modelado utilizando los ensayos de carga puntual que se llevaron a cabo como parte de la investigación en curso. La Tabla 7.7 presenta un resumen de la resistencia intacta para cada material modelado.

Tabla 7.7. Resumen de resistencia a la compresión simple obtenida en el laboratorio de mecánica de rocas.

Unidad Geotécnica	Promedio de Resistencia a La Compresión Simple (MPa)
Clay 1	49.6*
Silice Alunita (SA)	36.5*
Granular Silica (GS)	47.8*
Silice (MS)	122.9*
Propilítico Competente	70**

(*) Resultados obtenidos de ensayos de laboratorio realizados en el año 2007.

(**) Resultados obtenidos de ensayos de carga puntual realizados en el año 2008.

*Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.
- "Review of Pit Slope Design-Yanacocha, Final Design 2006.*

7.2.2 Clasificación del Macizo Rocoso

La valoración del macizo rocoso (RMR, por sus siglas en inglés) fue calculada a partir del logeo y del mapeo geotécnicos que se efectuaron como parte de estudios previos en El Tapado y Yanacocha. Los criterios generales propuestos por Beniavsky en el año 1976 se utilizaron para calcular los valores de la RMR. La Tabla 7.8 resume los valores de la RMR para cada material.

En el Anexo C, se muestra el criterio de valoración de Beniavsky 1976.

Tabla 7.8. Valoración del macizo rocoso (RMR) según Beniafski (1976).

Unidad Geotécnica	RMR ₇₆
Clay 1	47 (*)
Sílice Alunita (SA)	52 (*)
Sílice Granular (GS)	51 (*)
Sílice	64 (*)
Propilítico Comp.	41 (*)

(*) Obtenido de Mapeo y Logueo obtenida durante la vida operativa de Minera Yanacocha

(**) Obtenido de Logueo del año 2007

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.
- "Review of Pit Slope Design-Yanacocha, Final Design 2006.

7.2.3 Resistencia del Macizo Rocosó

La resistencia al corte de la masa de roca es una consideración en el diseño de taludes en los cuales la estabilidad no está controlada estrictamente por la estructura geológica. Las masas rocosas compuestas de roca quebradiza y fracturada derivan su resistencia al corte de una combinación de factores como intensidad de la fractura, resistencia de la roca intacta y condiciones de la fractura (relleno, longitud, etc.).

La resistencia del macizo rocoso fue calculada utilizando los criterios de Hoek y Brown propuestos en el año 1980. Los criterios de Hoek-Brown constituyen un

método empírico para estimar la resistencia al corte del macizo rocoso, basado en la resistencia intacta, la litología y el sistema de clasificación RMR.

El criterio de Hoek-Brown define una envolvente de resistencia al corte no lineal para un macizo rocoso y para la resistencia al corte de las discontinuidades que ocurren en la roca fresca. La curva no lineal de la envolvente de resistencia al corte de Hoek-Brown se define en términos de una serie de parámetros que consideran la resistencia de la roca intacta, la calidad del macizo rocoso, las condiciones de discontinuidad y la litología.

El método establece una relación no lineal entre el esfuerzo de corte y el normal, estando la forma de la envolvente de resistencia al corte determinada por la resistencia de la roca intacta y parámetros adimensionales designados como m y s . Los valores de m y s para las muestras de laboratorio intactas pueden determinarse mediante el análisis de los ensayos triaxiales de laboratorio, o estimarse a partir de la información publicada.

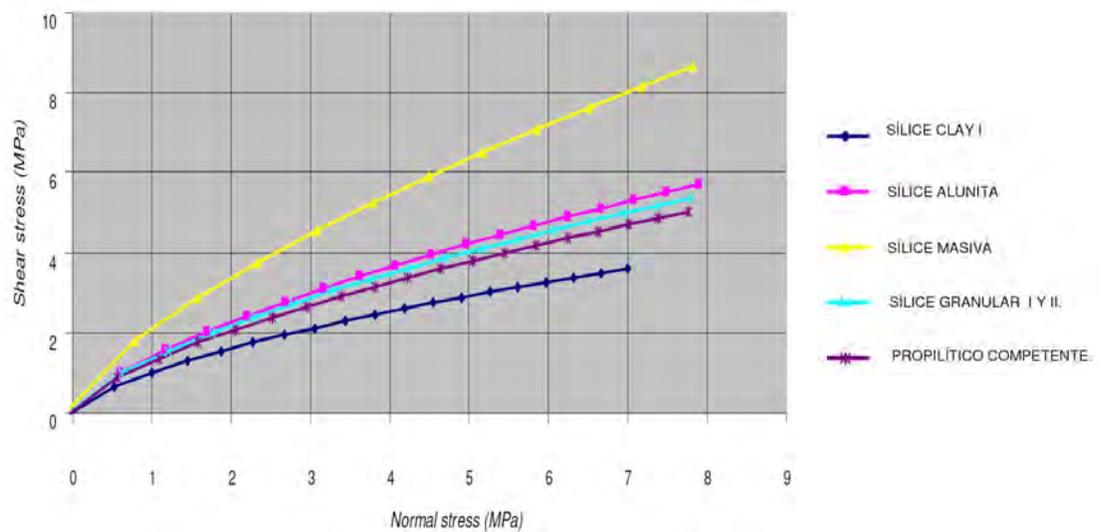
Se incorporó un criterio de “perturbación” en los valores m y s , con el objeto de considerar los efectos de las prácticas de voladura y relajación del esfuerzo. Considerando los límites definidos por perturbaciones del 0% (“no perturbado”) y 100% (“completamente perturbado”), se recomienda emplear valores entre 70% y 100% de perturbación para las aplicaciones típicas del minado superficial, asociando el valor del 100% con voladuras de producción severas y el valor del

70% con voladuras controladas cuidadosamente (Hoek et al, 2002). Para las paredes de roca de MYSRL, se asumió un factor de perturbación del 75%.

Para realizar los cálculos de la envolvente de Hoek y Brown, se utilizó el software Roclab, estos cálculos y el criterio general se incluyen en el Anexo C. En la Tabla 7.9 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, según este criterio.

Las curvas correspondientes al esfuerzo normal y de corte para cada material se presentan en la Figura 7.9.

Figura 7.9. Esfuerzos normales y de corte para materiales rocosos del Tapado y La Quinua.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Tabla 7.9. Resistencia de las unidades geotécnicas en roca según el criterio de Hoek & Brown.

Parámetro	Clay 1	Sílice Alunita	Sílice	Sílice Granular	Propilítico Competente
Parámetros de Ingreso de Hoek & Brown					
GSI	38	51	52	50	41
mi	10	17	17	12	12
D	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Sigci (Mpa)	49.6	36.5	122.9	47.8	70
Parámetros del Macizo Rocos No Disturbados					
Hoek Brown Parameters					
mb	1.092	2.954	3.062	2.012	0.412089
s	0.001019	0.004320	0.004828	0.003866	0.000160
a	0.513	0.505	0.505	0.506	0.5106
Rock Mass Parameters					
Unit Weight (MN/m3)	0.0215	0.0215	0.0250	0.0230	0.0206
Tensile Strength (MPa)	-0.014	-0.083	-0.110	-0.077	-0.027
Uniaxial Compressive Strength (MPa)	0.438	3.639	4.736	2.409	0.806
Global Strength (MPa)	2.001	13.096	16.421	7.607	5.69
Modulus of Deformation (Mpa)	1.941	7.997	9.387	6.325	3.956
Parámetros del Macizo Rocos Disturbado					
Disturbed Factor	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Hoek Brown Parameter					
mb	0.289	1.034	1.095	0.689	0.414
s	0.000103	0.000704	0.000816	0.000607	0.000
a	0.513	0.505	0.505	0.506	0.511
Rock Mass Parameters					
Unit Weight (MN/m3)	0.0215	0.0215	0.0250	0.0230	0.024
Tensile Strength (MPa)	-0.005	-0.039	-0.052	-0.035	-0.017
Uniaxial Compressive Strength (MPa)	0.135	1.454	1.930	0.944	
Global Strength (MPa)	1.004	7.620	9.655	4.361	
Modulus of deformation (MPa)	1.213	4.998	5.867	3.953	694.5

CAPÍTULO VIII

CARATERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA

La caracterización hidrogeológica fue definida en base a la información proveniente de los piezómetros de tubo abierto y cuerda vibrante. Como se mencionó anteriormente dos inestabilidades de diferente tipo afectaron la pared Norte, es así, que la investigación geotécnica del 2008 se enfocó en definir el comportamiento hidrogeológico en las gravas y la investigación del 2010 se enfocó en definir el comportamiento del agua subterránea en el basamento rocoso.

El modelamiento de los niveles freáticos sirvió para alimentar los modelos de estabilidad construidos en ambos casos.

8.1 Nivel Freático en Gravas (2008)

La mayor cantidad de piezómetros de tubo abierto y cuerda vibrante fueron instalados en el paquete de gravas o en el contacto roca-suelo (ver Tabla 8.1 y 8.2).

La información de niveles de agua, indicaba la existencia un sistema de nivel freático colgado en el paquete de gravas, con una elevación aproximada de 3620 m.s.n.m.

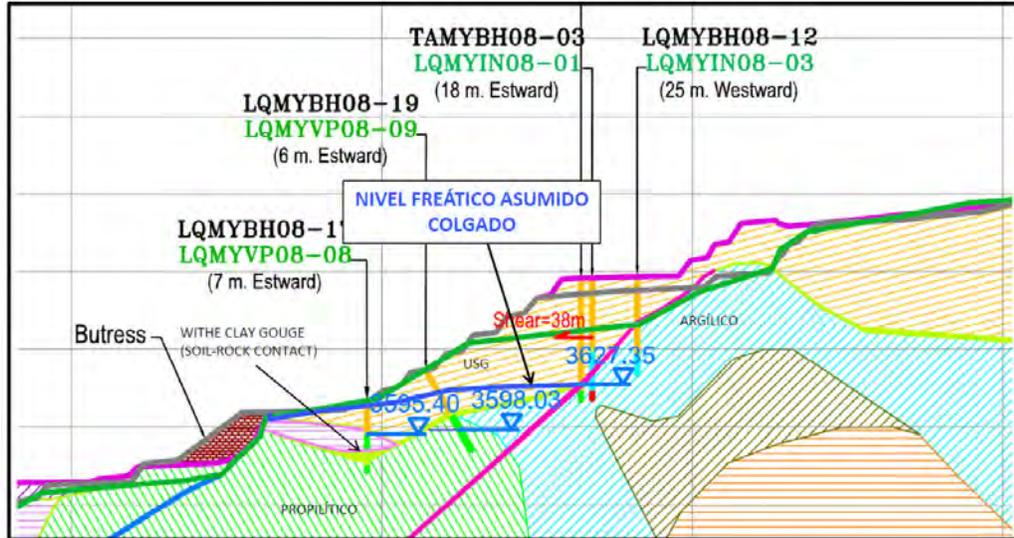
Este sistema se recarga con las lluvias que caen sobre la misma pared Norte (Figura 8.1).

8.2 Sistema de Alta Presión de Poros en Roca (2010)

La inestabilidad identificada en esta oportunidad era muy profunda, por tal motivo los piezómetros fueron instalados en el bedrock y en el contacto Propilítico-Sílice (ver Tabla 8.3).

La información de niveles de agua, indicaban un acuífero confinado en la sílice, aislado por un sello impermeable representado por el contacto Propilítico-Sílice Total (ver Figura 8.2). Esta situación representa un sistema ascendente de alta presión de poros en la sílice, la cual empuja la pared y disminuye los esfuerzos del contacto conocido como “Halo”, convirtiéndose en uno de los principales elementos desencadenantes de la inestabilidad.

Figura 8.1. Sección “N” mostrando el nivel freático colgado en gravas, asumido en base a las lecturas de los piezómetros, para el análisis de estabilidad del año 2008.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

Tabla 8.1. Ubicación de piezómetros de cuerda vibrante instalados en la campaña del 2008.

Piezómetro	Este	Norte	Elevación (m.s.n.m)	Profundidad de Instrumentación (m.a.s.l.)	Profundidad del Sensor (m)	Geología	Unidad Geotécnica	Nivel Freático (m)
LQMYVP08 - 07	12,602.33	26,815.70	3695.80	3628.30	3625.80	Bedrock	Argillic	3627.35
LQMYVP08 - 08	12,585.50	26,678.40	3615.54	3590.54	3597.04	Bedrock	Prophiliptic	3595.40
LQMYVP08 - 09	12,595.16	26,737.60	3636.23	3598.13	3604.23	Bedrock	Prophiliptic	3598.03
LQMYVP08 - 10	12,838.29	26,701.16	3636.00	3594.18	3594.90	Bedrock	Argillic	3597.12
LQMYVP08 - 11	12,433.12	26,654.12	3624.22	3613.22	3613.22	Contact	Withe Clay Gouge	3619.34
LQMYVP08 - 12	12,660.41	26,525.78	3576.52	3556.52	-	Bedrock	Prophiliptic	3572.19
LQMYVP08 - 14	12,090.10	26,754.70	3626.00	3557.70	3538.30	Soil	USG	3530.24

Nota: Los piezómetros de cuerda vibrante tienen una mejor respuesta que los de tubo abierto em medio poco permeables.

Tabla 8.2. Ubicación de piezómetros de tubo abierto instalados en la campaña del 2008

Piezometer	EAST	NORTH	Collar (m.a.s.l.)	Instrumentation Depth (m.a.s.l.)	Gouge Depth (m)	Geology	Phreatic Level (m)
LQMYSPO8-03	12,482.93	26,722.15	3624.22	3612.22	3613.22	Contact	3620.17
LQMYSPO8-04	12,244.08	26,975.96	3699.01	3597.01	3489.01	Contact	3636.78
LQMYSPO8-08	12,236.59	26,759.47	3624.00	3510.54	3523.20	Gravels	3559.32
LQMYSPO8-09	12,245.23	26,756.23	3705.97	3582.47	3482.12	Gravels	3706.11
LQMYSPO8-10	12,712.92	26,622.97	3596.03	3494.53	3600.10	Gravels	3596.53

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

Tabla 8.3. Ubicación de piezómetros de cuerda vibrante instalados en la campaña del 2010.

Piezómetro	Este	Norte	Elevación (m.s.n.m)	Profundidad del Sensor (m)	Unidad Geotécnica	Nivel Freático (m)
LQMYVP10 - 53	12611.127	26684.217	3613.267	147.00	Sílice Alunita	3608.51
LQMYVP10 - 54	12611.127	26684.217	3613.267	40.50	Propilítico no competente	3576.70
LQMYVP10 - 58	12892.887	26690.222	3635.800	145.20	Sílice Alunita	3610.58
LQMYVP10 - 59	12892.887	26690.222	3635.800	33.00	Secuencia baja de gravas	3610.36
LQMYVP10 - 60	12821.923	26438.769	3572.093	165.00	Sílice Alunita	3573.69
LQMYVP10 - 61	12821.923	26438.769	3572.093	130.00	Clay 2	3577.30
LQMYVP11 - 01	12513.936	26352.968	3339.992	162.00	Sílice Masiva.	3417.43
LQMYVP11 - 02	12518.325	26375.546	3379.829	116.00	Clay 2	3380.18
LQMYVP11 - 03	12523.191	26400.577	3423.996	65.00	Clay 2	3423.74
LQMYVP11 - 04	12744.049	26500.932	3565.370	102.70	Clay 2	3618.94
LQMYVP11 - 05	12740.454	26686.908	3485.056	140.00	Sílice Alunita	3610.96
LQMYVP11 - 06	12740.454	26686.908	3567.056	158.00	Secuencia alta de gravas	3584.39
LQMYVP11 - 09	12687.652	26583.843	3477.201	109.50	Clay 2	3620.35
LQMYVP11 - 10	12687.652	26583.843	3515.201	71.50	Propilítico no competente	3605.20
LQMYVP11 - 14	12637.339	26506.094	3392.266	236.55	Sílice Masiva.	3605.53
LQMYVP11 - 15	12,640.626	26512.835	3405.256	221.55	Propilítico no competente	3552.91
LQMYVP11 - 16	12651.586	26535.305	3448.557	171.55	Propilítico competente	3528.10
LQMYVP11 - 17	12672.408	26577.998	3530.830	76.55	Propilítico competente	3548.08
LQMYVP11 - 18	12464.363	26718.159	3392.266	175.30	Sílice Alunita	3614.66
LQMYVP11 - 19	12464.363	26718.159	3524.259	96.30	Propilítico competente	3564.90
LQMYVP11 - 20	12558.523	26346.067	3372.761	131.00	Sílice Masiva	3581.14
LQMYVP11 - 21	12568.982	26367.513	3406.837	90.00	Propilítico no competente	3440.48
LQMYVP11 - 22	12446.204	26617.795	3379.629	196.50	Propilítico no competente	3513.38
LQMYVP11 - 23	12446.204	26617.795	3434.629	141.50	Clay 2	3653.03
LQMYVP11 - 57	12691.615	26410.063	3419.893	178.00	Sílice Masiva	3432.94
LQMYVP11 - 58	12712.731	26436.140	3467.813	119.50	Propilítico no competente	3461.90
LQMYVP11 - 60	12821.923	26438.769	3407.093	165.00	Sílice Alunita	
LQMYVP11 - 61	12821.923	26438.769	3442.093	130.00	Clay 2	3459.60
LQMYVP11 - 62	12543.809	26477.933	3424.723	50.00	Propilítico no competente	3471.02
LQMYVP11 - 63	12416.575	26414.037	3405.109	80.00	Propilítico no competente	3419.01
LQMYVP11 - 64	12419.250	26430.928	3452.093	30.00	Propilítico no competente	3472.16

Nota: Los piezómetros de cuerda vibrante tienen una mejor respuesta que los de tubo abierto em medio poco permeables.

Fuente: Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

CAPÍTULO IX

INTERPRETACIÓN DE MONITOREO GEOTÉCNICO

Diversos sistemas de monitoreo fueron instalados durante los dos programas de investigación llevados a cabo en la pared Norte. Inicialmente la información proveniente de estos sistemas se utilizó para definir los diferentes mecanismos actuantes en las inestabilidades.

Otro uso de los sistemas de monitoreo que se describe en capítulos posteriores es monitorear la evolución de las masas inestables y pronosticar los eventos de fallas catastróficas.

La ubicación de los instrumentos instalados en el 2008 y el 2010, se muestra en los planos 04 y 05 respectivamente.

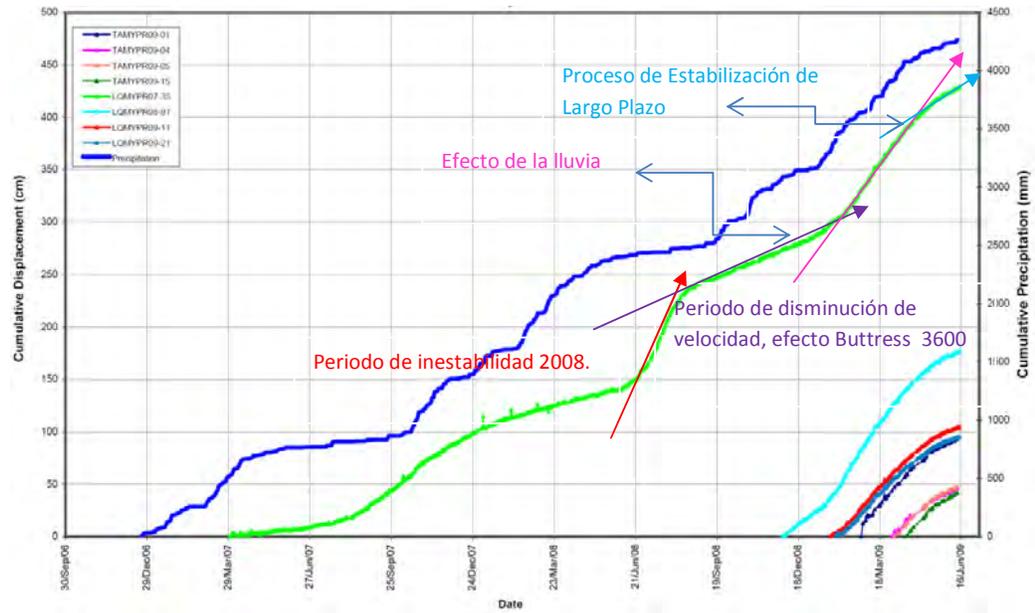
9.1 Interpretación de Monitoreo Robotizado de Prismas

Durante ambas inestabilidades se contaba con un sistema de monitoreo de prismas, mediante una estación total robotizada de la marca Leyca y del modelo Geomoss, este sistema nos permite tener un seguimiento en tiempo real de los movimientos en el talud de acuerdo al movimiento registrado en los prismas.

9.1.1 Interpretación de Prismas en el 2008

En Junio del 2008 y luego de minar el banco 3576, los prismas de la pared Norte mostraron un incremento considerable en los movimientos (hasta 1.5 cm/día), coetáneamente con la aparición de grietas en la parte alta de la pared Norte, este incremento marcó el inicio de la primera inestabilidad. En Julio del mismo año luego de la interrupción del minado y de la construcción de un contrafuerte provisional en el nivel 3576 (ver Foto 2.1), se muestra una disminución considerable en los ratios de movimiento (0.5 cm/día). El reinicio del minado en Diciembre del 2009, luego de la implementación de las medidas de remediación no significó un incremento en los ratios de movimiento, lo cual indicaba la efectividad de los trabajos de estabilización. Todos estos periodos se muestran en la Figura 9.1.

Figura 9.1. Desplazamiento acumulativo de los prismas de la Sección “N” para la inestabilidad del 2008.

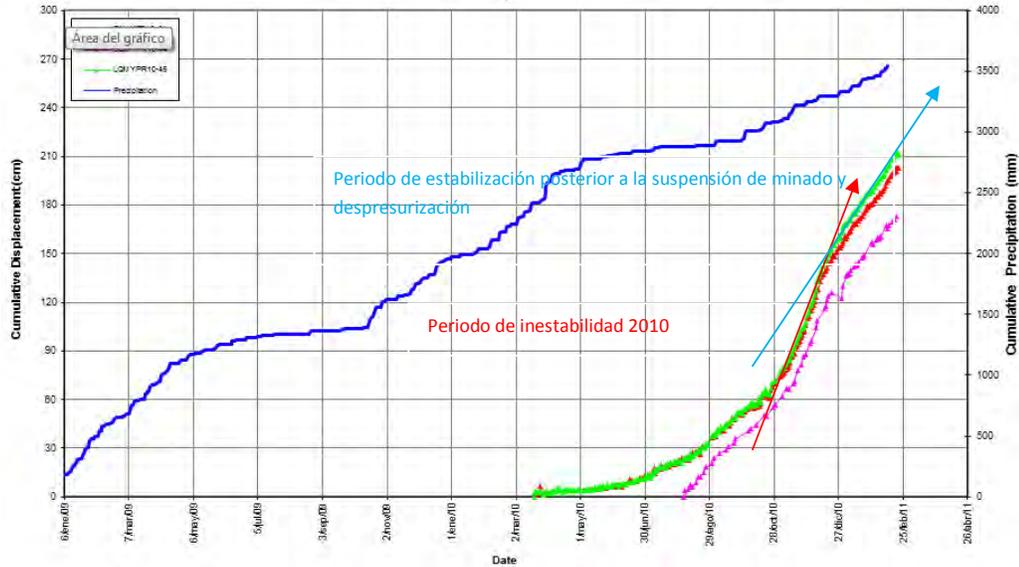


Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

9.1.2 Interpretación de Prismas en el 2010

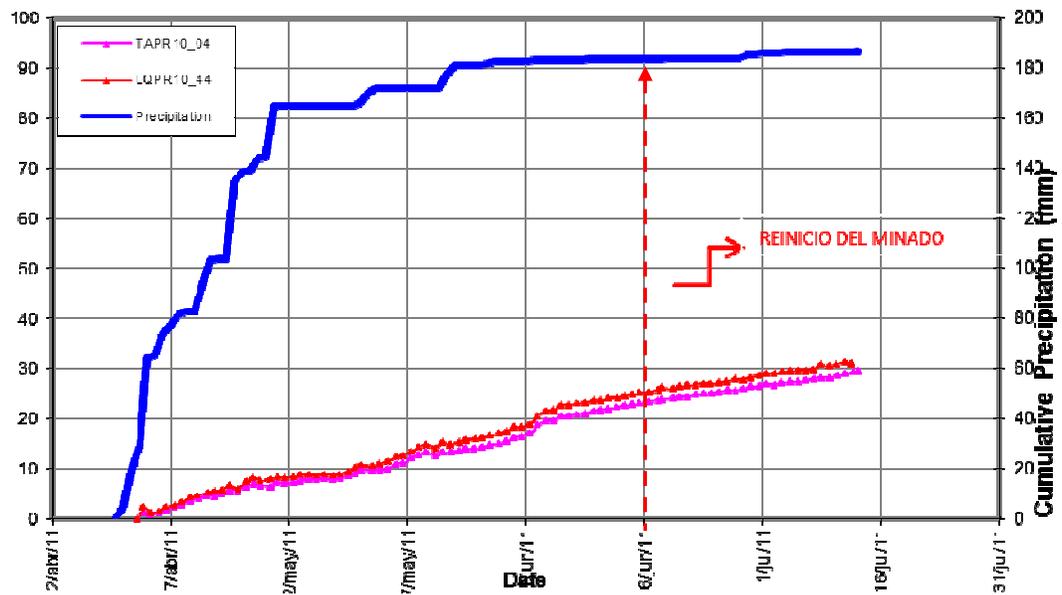
En Noviembre del 2010; durante el minado del Banco 3480 de la Fase III del tajío El Tapado; se mostró un incremento en las velocidades de los prismas, cuyos ratios de movimiento llegaron hasta 1.5 cm/día (ver Figura 9.2), lo cual nos indicaba el desarrollo de una nueva inestabilidad en la pared Norte. Los movimientos se redujeron a un ratio de 0.25 cm/día, luego de la suspensión del minado y de los inicios de los trabajos de despresurización, el reinicio de las actividades de minado en Julio del 2011, no significó un incremento en los ratios de movimiento tal como se observa en la Figura 9.3.

Figura 9.2. Desplazamientos acumulativos de prismas en la Sección “N” para la inestabilidad del 2010.



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

Figura 9.3. Desplazamientos acumulativos de prismas en Sección “N” para la inestabilidad del 2010 luego de la implementación de las medidas de estabilización.



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

9.2 Interpretación de Monitoreo Inclinométrico

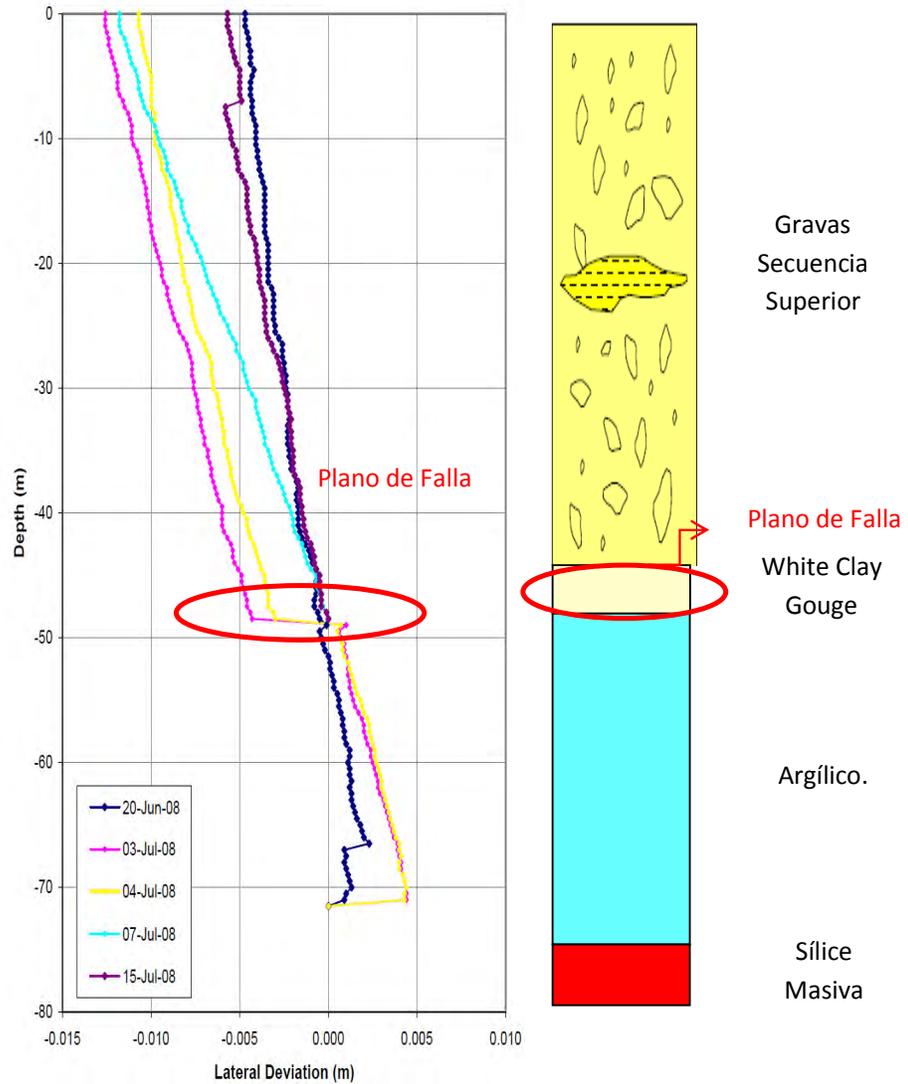
9.2.1 Interpretación de Inclinómetros en el 2008

En Junio del 2008, luego de la aparición de grietas y del incremento en los ratios de movimiento de los prismas de la pared Norte, se instalaron 15 inclinómetros los cuales sirvieron para definir el plano de falla en cada sección, que en este caso fue el contacto roca-suelo o "*Withe Clay Gouge*". Los ratios de deformación en los planos de deflexión alcanzaron 0.8 mm/día durante la etapa de inestabilidad más crítica de inestabilidad (Junio a Setiembre del 2008). Un ejemplo del diagrama de desplazamientos de un inclinómetro se muestra en el Figura 9.4, donde se observa claramente una superficie de falla a 48 metros de profundidad que coincide estratigráficamente con el contacto "*Withe Clay Gouge*".

9.2.2 Interpretación de Inclinómetros en el 2010

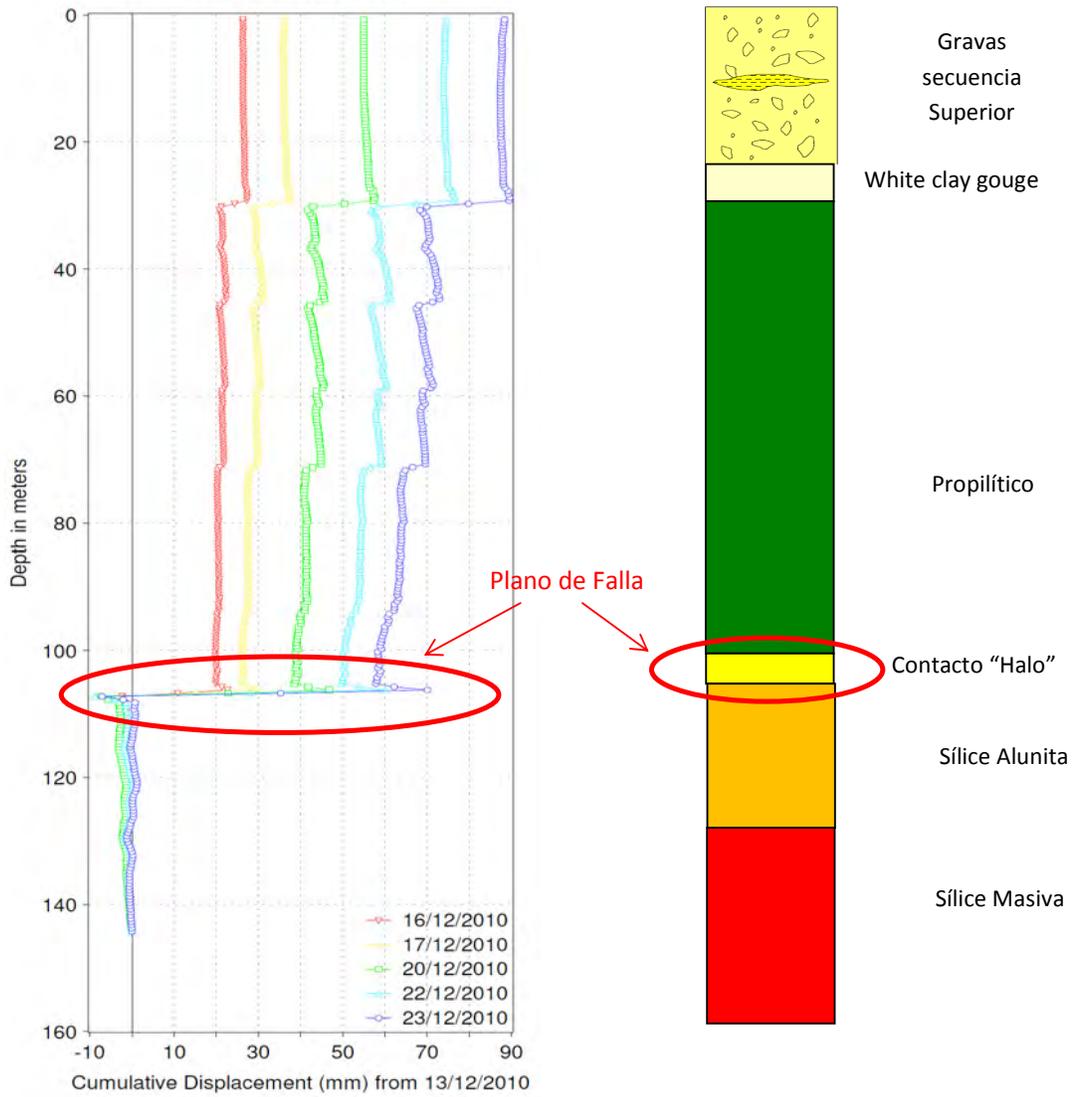
En Noviembre del 2010, luego del monitoreo de rutina del inclinómetro INC10-29 instalado en la pared Norte, se detectó una nueva superficie de falla a 108 m de profundidad, tal y como se aprecia en la Figura 9.5. En esta figura podemos notar que la superficie de falla está restringida al contacto proplítico-silice conocido como "*Halo*". Luego de esto se puso en marcha un plan de instrumentación que incluyó la colocación de 15 inclinómetros, todos estos instrumentos permitieron identificar el plano de movimiento en cada sección.

Figura 9.4. Desplazamiento de inclinómetro 08-01, representativo de la inestabilidad del 2008, mostrando una deflexión clara a los 48 m de profundidad.



Fuente: Autor.

Figura 9.5. Desplazamiento de inclinómetro 10-29, representativo de la inestabilidad del 2010, mostrando una deflexión a 108 m de profundidad.



Fuente: Autor.

9.3 Interpretación de Monitoreo por Escaneo Laser

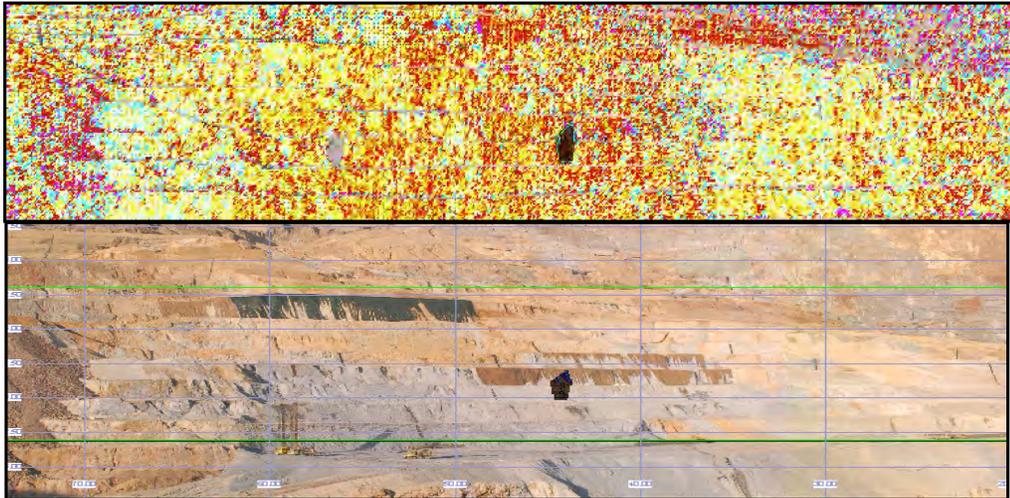
El sistema consiste de un distanciómetro láser, que escanea toda la pared cada 7 minutos y compara la distancias de un mismo punto en un rango de tiempo, detectando de esta manera su ratio de movimiento (ver Anexo A). En este caso, este equipo llegó a Yanacocha a finales del 2010 y sirvió para definir los límites de movimiento de la segunda inestabilidad, tal como muestra la Figura 9.6. En esta figura es apreciable que la pared Norte presentaba mayor desplazamiento; representados por la concentración de colores calientes; a comienzos del 2011.

9.4 Interpretación de Monitoreo por Radar Interferométrico

Este sistema de monitoreo arribó a Yanacocha en Febrero del 2011, con el objetivo de monitorear la segunda inestabilidad. La tecnología de radar interferométrico se basa en un equipo de barrido electromagnético, el cual recibe la señal reflejada y mediante un algoritmo establece el movimiento del talud (ver Anexo A).

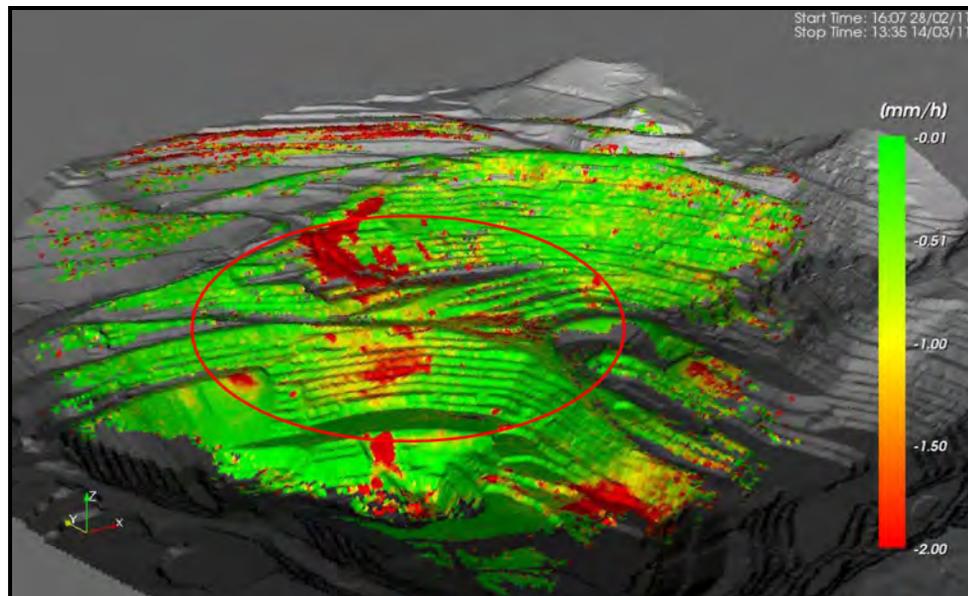
Los ratios de movimiento del radar durante el periodo crítico (Noviembre 2010-Abril 2011) fueron de aproximadamente 2 cm/día, mientras que en la actualidad es de 0.2 cm/día. Las Figuras 9.7 y 9.8, muestran la deformación de la pared Norte durante los periodos de mayor inestabilidad y en la actualidad. De estos gráficos se puede observar; por la concentración de colores que indica mayor movimiento; que los movimientos han disminuido considerablemente luego de la implementación de 5 pozos de bombeo, instalados para despresurizar el sistema de alta presión de poros, localizado detrás de la pared Norte.

Figura 9.6. Zona inestable de la pared Norte detectada por el equipo de escaneo laser en Diciembre del 2010 (Nótese colores cálidos que indican zona con mayor movimiento).



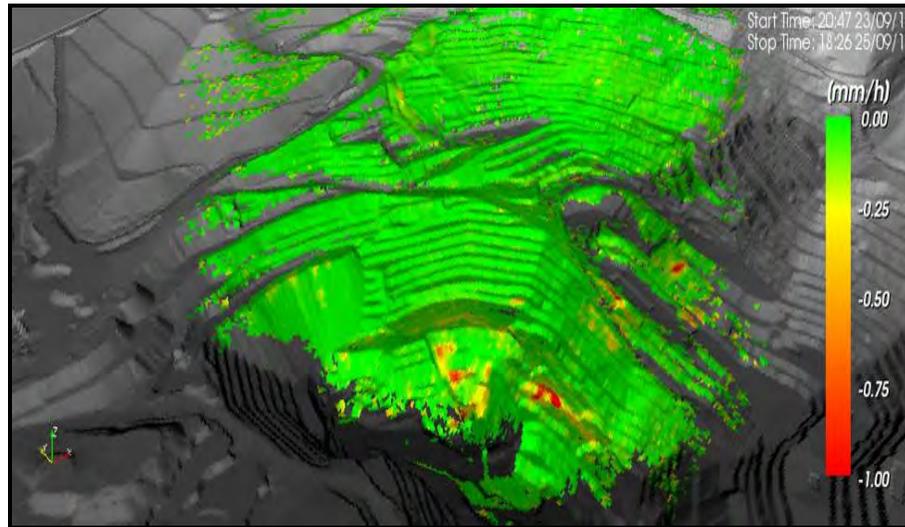
Fuente: Base de datos del Grupo de Geotecnia.

Figura 9.7. Zona inestable de la pared Norte, detectada por el equipo de radar interferométrico en Febrero del 2011 (Nótese colores cálidos indican mayor movimiento).



Fuente: Base de datos del Grupo de Geotecnia.

Figura 9.8. Zona inestable de la pared Norte, detectada por el equipo de radar interferométrico en la actualidad. La ausencia de colores cálidos indica que el talud no se mueve.



Fuente: Base de datos del Grupo de Geotecnia.

CAPÍTULO X

MECANISMOS DE FALLA

10.1 Mecanismo de Falla en el 2008

El contorneo de desplazamientos horizontales en prismas (ver Plano 11), permitió determinar la extensión horizontal de la inestabilidad, observándose dos zonas inestables, una zona al Oeste más agresiva y otra zona al Este de movimiento más lento, que a partir de ahora llamaremos Bloque Este y Bloque Oeste, respectivamente. El contorneo de desplazamientos verticales (ver Plano 12) descubrió una zona de levantamiento en la parte baja del bloque Oeste, lo que reforzaba la idea de que en este extremo se estaba desarrollando un mecanismo de falla del tipo circular, siendo la zona de levantamiento el toe del círculo de falla el cual en esos momentos estaba basculando.

Los inclinómetros permitieron modelar el mecanismo de falla en profundidad, en el bloque Este, el plano de falla estaba representado por el contacto roca-suelo llamado “Withe Clay Gouge”. El mecanismo principal en este bloque consistía en un movimiento en bloque del paquete de gravas deslizándose sobre el basamento

rocoso, con el toe en el contacto roca-suelo, tal como muestra la sección esquemática en la Figura 10.1.

El mecanismo en profundidad en el bloque Oeste, estaba conformado por una falla circular a escala de talud general, atravesando el bloque de gravas y el basamento argílico, con el toe en el fondo del tajo, tal como muestra la sección esquemática en la Figura 10.2.

10.2 Mecanismo de Falla en el 2010

El contorno de desplazamientos horizontales de prismas al mes de Diciembre del 2010 (ver Plano 13), muestra aproximadamente la extensión de la inestabilidad, que en esta oportunidad movilizaba aproximadamente 50 millones de toneladas de material.

Los inclinómetros instalados luego de la identificación de la inestabilidad muestran que el plano de falla principal está representado por el contacto propilítico- sílice (“Halo”), el que define un mecanismo de falla en bloque que atraviesa las gravas, el contacto llamado Halo, el material propilítico, para luego salir por el argílico del contacto con sílice masiva (nivel 3456), tal como muestra la sección esquemática en la Figura 10.3.

Los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la zona revelaron un sistema de alta presión de poros en el cuerpo de sílice-alunita, el cual produce otro sistema residual en el material propilítico, ambos actuaban como elementos desestabilizadores,

reduciendo la resistencia de los materiales en especial del contacto “Halo” y del propilítico.

Es importante señalar que tal como muestra la Figura 10.3, el avance en el minado de los bancos de la Fase IV en la pared Norte, desconfinaba la salida o toe de la falla, haciendo que al momento de la remoción del Banco 3480, las condiciones de estabilidad eran marginales, por lo que si no se hubiera reconocido la inestabilidad a tiempo probablemente hubiéramos llegado en algún momento a tener un evento de falla de tipo catastrófico.

CAPÍTULO XI

PREDICCIÓN DE TIEMPO DE FALLA POR VELOCIDAD INVERSA

Este método fue desarrollado por Fukuzono en 1985, quien construyó un talud a escala y un simulador de lluvia. El sistema fue saturado con lluvias hasta hacerlo fallar, durante todo este tiempo los desplazamientos del talud fueron monitoreados. Luego de este experimento Fukuzono descubrió que el desplazamiento de la superficie del talud era proporcional a la velocidad antes de la falla.

$$\frac{d^2x}{dt^2} = A \left(\frac{dx}{dt} \right)^m$$

Donde m , y A son constantes.

Fukuzono propuso que el tiempo de falla puede ser predicho usando el recíproco de la velocidad cuando $m > 1$. Cuando $m = 2$ el recíproco de la velocidad tiene una relación lineal con el tiempo, la falla ocurre cuando el recíproco de la velocidad interseca el eje X.

Existen varios casos en el mundo donde la aplicación de este modelo ha permitido pronosticar con éxito fallas catastróficas a nivel de talud. En el Anexo D se presentan un caso relativamente reciente en la mina Goldstrike Nevada, de la misma manera en el mismo anexo se presenta el detalle del trabajo de Fukuzono.

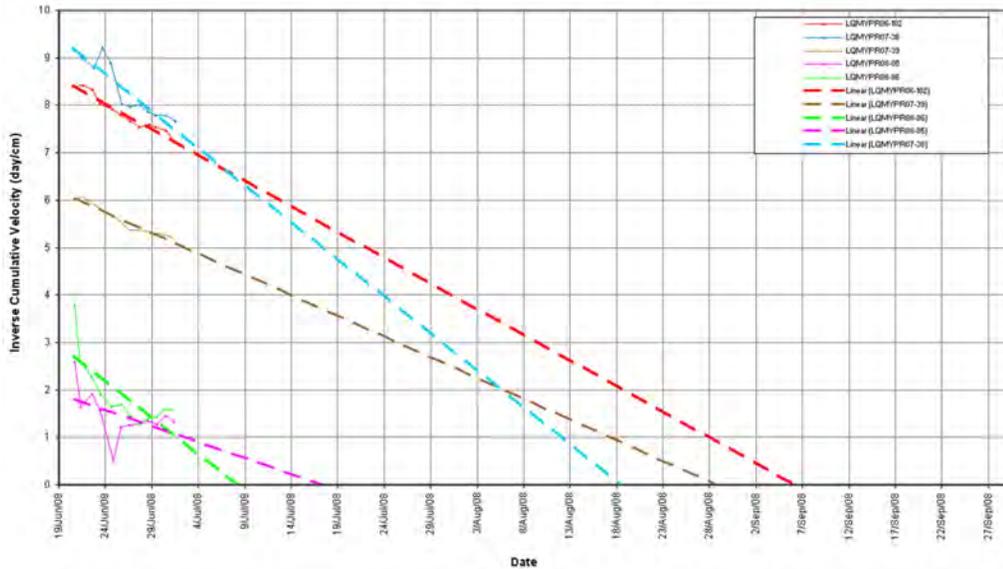
11.1 Predicción del Tiempo de Falla en la Inestabilidad del 2008

Luego de identificar la inestabilidad a fines de Junio del 2008, y basándonos en los desplazamientos de los prismas durante el periodo más crítico, se calculó el tiempo de falla, el cual arrojó 49 días para la falla (Agosto 2008). Este tiempo corto, motivó la implementación de un plan de emergencia consistente en la descarga de un contrafuerte en el nivel 3600, para confinar la salida de la falla, trabajo que concluyó a fines de julio del 2009. Esto permitió extender el tiempo de falla a aproximadamente 1 año, lo cual dio tiempo para llevar a cabo el plan de investigación y de remediación definitiva. Estos cálculos son mostrados en las Figura 11.1.

11.2 Predicción del Tiempo de Falla en la Inestabilidad del 2010

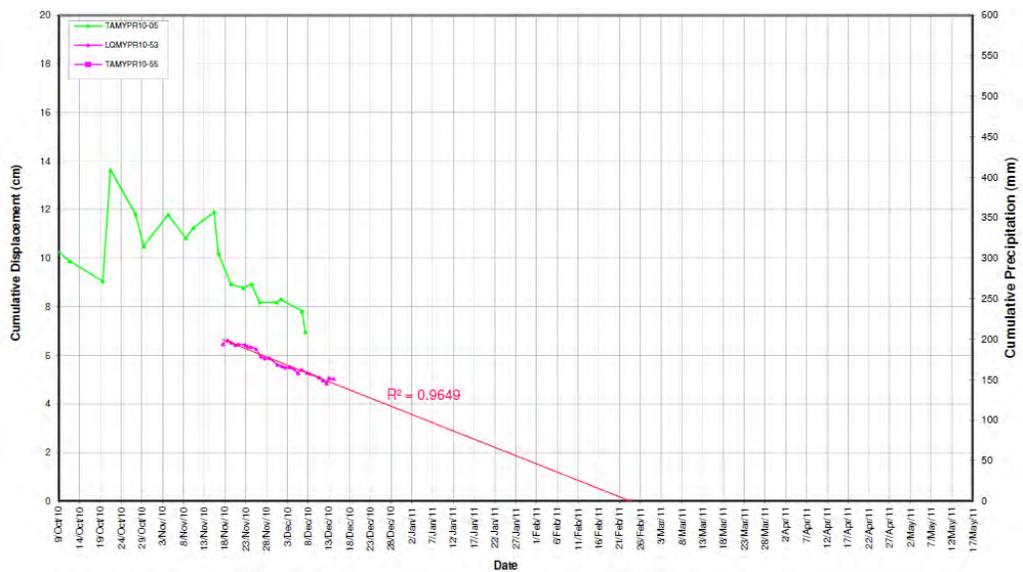
La predicción del tiempo de falla en la etapa más crítica de inestabilidad fue de 70 días basados en la información de prismas (ver Figura 11.2). Este cálculo dio la seguridad para llevar a cabo el plan de investigación y remediación. Luego de la implementación de estos trabajos la tendencia a la falla se revirtió tal como muestra la Figura 11.2.

Figura 11.1. Pronóstico de falla por el método de velocidad inversa, para la inestabilidad del 2008, durante el período más crítico en la Sección I.



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinoa and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

FIGURA 11.2. Pronóstico de falla por el método de velocidad inversa, durante el período más crítico de la inestabilidad del 2010 en la Sección I.



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

CAPÍTULO XII

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se efectuaron diversos análisis de estabilidad de acuerdo a las características de cada problema. Los modelos de estabilidad permiten simular las diferentes condiciones que actúan sobre la inestabilidad. Un modelo de estabilidad confiable nos permite simular las condiciones futuras y de esta manera explorar las medidas de estabilización más eficientes.

12.1 Análisis de Estabilidad en el 2008

Durante la inestabilidad del 2008, el modelo de estabilidad estuvo basado en el método de equilibrio límite, sin embargo dado la larga temporalidad en la que este talud estaría expuesto (años 2008, 2009, 2010, 2011), se realizaron también análisis sísmicos.

12.1.1 Equilibrio Límite

La mayoría de métodos de equilibrio límite tienen en común la comparación de fuerzas o momentos resistentes y actuantes o desestabilizadores, sobre una

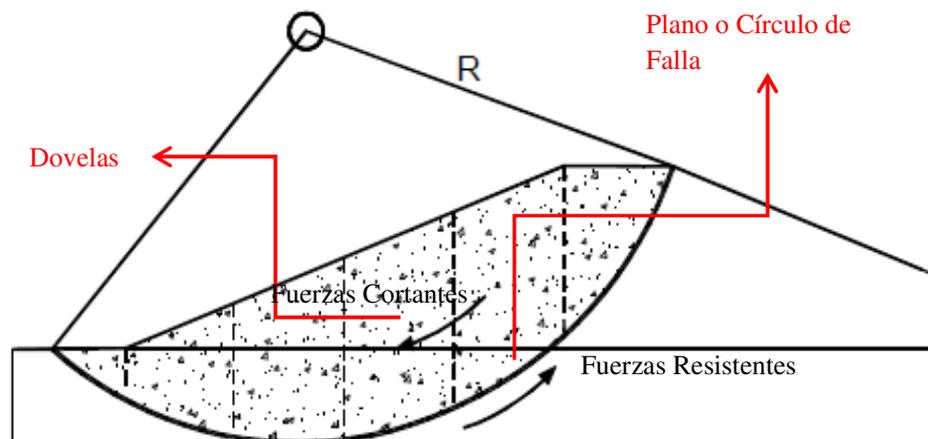
determinada superficie de falla. El uso del Factor de Seguridad (FS) es común en este método y permite conocer el factor de amenaza de que el talud falle, de esta manera un $FS < 1.0$ indicarán una condición inestable o de falla, un $FS > 1.0$ indican condiciones de equilibrio estable en la que una falla es poco probable. En la práctica minera generalmente se asume un FS mínimo de 1.2 para garantizar la estabilidad de un talud.

El método consiste en subdividir la sección de la masa movilizada en tajadas o dovelas, y analizar el equilibrio de cada dovela por separado (ver Figura 12.1), una vez realizada el análisis de cada dovela, se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o momentos.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias disponibles al cortante}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momentos resistentes disponibles}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

Figura 12.1. Diagrama de cálculo del Factor de Seguridad mediante el uso de dovelas



Fuente: *Mecánica de Suelos*, William Lambe, 2002.

Para el presente caso se analizaron 10 secciones críticas, cuya ubicación se muestra en el Plano 08.

Los análisis se realizaron con el Software Geoslope 7.0, utilizando el método de Spencer. Este software, es alimentado con la geología, resistencia de los materiales, y las condiciones hidrogeológicas actuantes, para que luego de un proceso iterativo, calcule el FS más bajo, llamado FS crítico.

12.1.1.1 Retro-Análisis (Estado Inestable)

El retro-análisis simula las condiciones inestables del talud, para ello se asume un Factor de Seguridad (FS) alrededor de 1.0 y partir de ello se ajustan otras propiedades. En este caso se simuló las condiciones existentes a Junio del 2008, antes de colocar el contrafuerte (“buttress”) con material grueso en el nivel 3600. Las secciones B, J tuvieron un FS mayor a 1.2, lo que indica que están limitando el movimiento hacia el Oeste y Este respectivamente. El resumen de estos análisis es mostrado en la Tabla 12.1, y el detalle de las secciones de estabilidad solo es mostrado para las secciones J, N (Bloque Este) y B, D (Bloque Oeste) en las Figuras 12.2, 12.3, 12.4, 12.5. En general estas secciones representaban bien las condiciones inestables existentes en Junio del 2008.

Revisando los retro-análisis de las secciones N y D (ver Figura 11.3 y 11.5), es apreciable que ambas presentan mecanismos de falla diferentes, y por esta razón el área problema fue dividida en dos bloques Este y Oeste. De esta manera

el mecanismo principal en el bloque Este es un movimiento en bloque del paquete de gravas sobre el contacto roca-suelo (“Withe Clay Gouge”), mientras que el bloque Oeste se trata de un movimiento circular más profundo que atraviesa las gravas y el basamento argílico, para salir por el fondo del tajo, aproximadamente en el nivel 3468.

12.1.1.2 Diseño Final

El resumen de los factores de seguridad obtenidos para cada sección es mostrado en la Tabla 12.1, y el detalle de las secciones representativas N y D considerando el perfil del diseño final, es mostrado en las Figuras 12.6 y 12.7. En general las secciones a diseño final muestran FS menores a 1.2, lo que indica que no es viable y debe ser revisado, ya que existiría un riesgo alto de tener una falla si continuamos operando con este diseño.

12.1.1.3 Diseño de Estabilización

Luego de evaluar diferentes opciones se verificó que las opciones más efectivas eran:

Bloque Este: Al tratarse de una falla restringida al paquete de gravas, se decidió realizar una descarga de material de la parte alta (“Unloading”), consistente en 4 bancos, de esta manera se disminuirían las fuerzas desestabilizadoras y por lo tanto se incrementa el FS. El resultado de los FS luego de incluir el Unloading, se presenta en la Tabla 12.1. En general se aprecia que luego de implementar la descarga de los cuatro bancos, los FS de

las secciones se incrementan por encima de 1.2 lo que indica que es un diseño estable. Sin embargo, es importante señalar que una de las cinco secciones (Sección V), aún después de implementar las medidas de estabilización, presenta un FS marginal (1.09). Esto puede ser aceptable si entendemos que la estabilidad de una masa deslizante es un problema tridimensional por lo que el área de influencia de la Sección V, solo representa el 20% del bloque deslizante, quedando un 80% completamente estable. Las sección representativa N del bloque Este, se muestran en la Figura 12.8, mostrando el efecto de esta estabilización sobre FS. El diseño propuesto de descarga se aprecia en el Plano 14.

Bloque Oeste: En este caso se trataba de una falla profunda con salida o toe en el fondo del tajo, por lo que luego de evaluar varias opciones se decidió por construir un contrafuerte (“buttress”) con material durable de alta densidad (“rockfill”) de 40 m de ancho en la cresta, descargado desde el nivel 3600 hasta el 3470, el objetivo de esta estructura es confinar la salida del plano de falla, incrementando la resistencia al corte del toe de la falla, aumentando de esta manera el FS. De la misma manera y con el objetivo de evitar fallas más profundas con salida en el fondo del tajo, se recomienda dejar dos banquetas (stepout) de 35 y 40 m de ancho en los niveles 3470 y 3420. El resultado de los FS luego de incluir el contrafuerte se aprecia en la Tabla 12.1. En general se observan factores de seguridad por encima de 1.2 lo que indica que este diseño es estable, sin embargo la Sección D tiene un FS de 1.15, lo que la convierte en marginal, pero si tenemos en cuenta que su área de influencia solo

representa el 25% de la masa deslizando, podemos considerar a todo el bloque como estable. La sección representativa D del bloque Oeste, se muestra en la Figura 12.9, el diseño propuesto de estabilización se aprecia en el Plano 14.

Tabla 12.1. Resumen de Factores de Seguridad obtenidos de los análisis de equilibrio límite para la inestabilidad del 2008.

Bloque	Sección	Retro-Análisis (FS)	Diseño Final (FS)	Estabilización (FS)	Comentarios
BLOQUE ESTE	R	1.01	1.01	1.15	El diseño de estabilización consiste en la descarga de 4 bancos (unloading)
	V	0.99	0.99	1.09	
	N	0.97	0.97	1.25	
	Center	0.97	0.97	1.25	
	G	1.01	1.01	1.25	
	J	1.32			
BLOQUE OESTE	D	1.04	0.94	1.2	La estabilización incluye la construcción de un contrafuerte (buttress) de 130 m de alto y dos step-out
	F	1.04	1.04	1.2	
	Y	1.04	0.88	1.2	
	B	1.11	1.08	1.15	

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

12.1.2 Análisis Sísmico Seudo-Estático

En este método se calcula el FS por equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico. El coeficiente lateral sísmico depende de la sismicidad de cada país y es de naturaleza semi-empírica (Seed y Martin, 1966). En este caso se puede tomar como base el trabajo de Ruesta et al (1988), que propone valores de coeficiente lateral sísmico para presas, que se muestra en la Figura 12.10. Para el caso de las estructuras de Yanacocha se utiliza un valor de 0.065g, la cual representa $\frac{1}{2}$ de la aceleración pico (0.13 g) asociado a un sismo con un periodo de retorno de 100 años. Este valor fue recomendado por la consultora Knigh Piesold en el 2005.

Un Factor de Seguridad seudo-estático mayor a 1.0 indica condiciones aceptables. En la Tabla 12.2, se resumen los FS seudo-estáticos para el diseño de estabilización, y en general se aprecian valores mayores a 1.0, lo que indica que el diseño tendrá un comportamiento estable durante un sismo de un período de retorno de 100 años.

El detalle de estas secciones se muestra en el Anexo E.

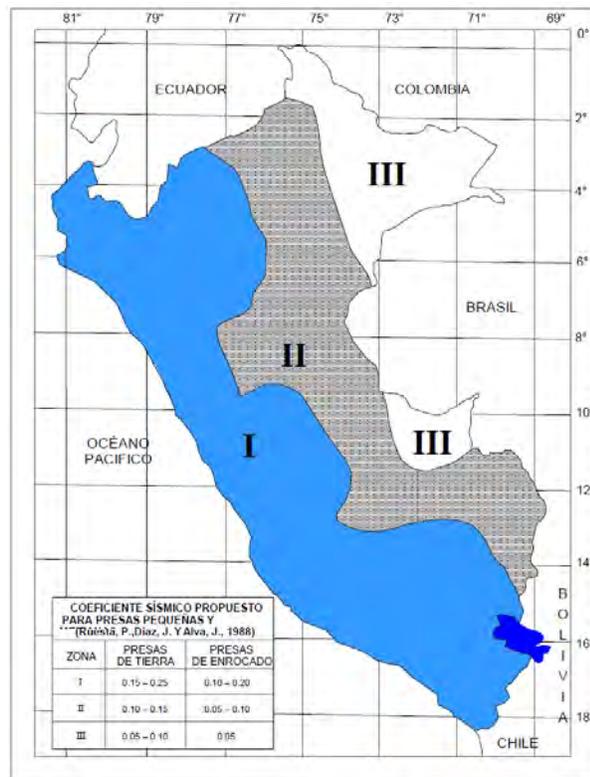
Tabla 12.2. Resumen de los análisis sísmicos pseudo-estáticos para la inestabilidad del 2008.

Sección	Factor de Seguridad		
	Estático	Seudo-estático	Aceleración Producida (Yield Aceleración)
Sección N (Bloque Este)	1.25	0.98	0.06
Sección F (Bloque Oeste)	1.2	1.04	0.08

Nota: La evaluación se hizo considerando el diseño de estabilización, descarga de 4 bancos (Bloque Este) y Butress (Bloque Oeste)

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

Figura 12.10. Valores de coeficiente sísmico en diferentes regiones del Perú, propuesto por Ruesta ET. AL., 1988.



Fuente: Diseño Sísmico de Presas y Enrocado. CISMID-UNI, 2004.

12.1.3 Análisis Sísmico de Deformación Permanente

El análisis pseudo-estático proporciona una medida de la estabilidad pero no proporciona una medida de la deformación producida por un sismo. El desempeño de un talud durante un sismo está controlado por la deformación. El procedimiento simplificado aplicado por Makdisi & Seed en el año de 1977 para calcular las deformaciones inducidas por un sismo, es aplicado en el presente estudio. Este método se basa en el método propuesto por Newmark en 1965, pero considera una respuesta dinámica en lugar de un comportamiento rígido. El método asume que la falla ocurre sobre una superficie de falla definida, donde el material exhibe un comportamiento elástico ante los niveles de esfuerzo que existen debajo de la falla. Por sobre el nivel de esfuerzo el material exhibe un comportamiento plástico.

La aplicación del método comprende los siguientes pasos:

1. Se determina una aceleración lateral de fluencia, es decir, una aceleración en la cual una posible superficie deslizante, desarrollaría un factor de seguridad igual a 1. Los valores de aceleración de fluencia están en función de la geometría y la posible superficie de falla.
2. Se determinan aceleraciones inducidas por un sismo utilizando un análisis de respuesta dinámica o utilizando técnicas unidimensionales más simples. Partiendo de este análisis, pueden estimarse las aceleraciones promedio de las posibles masas deslizantes.

3. Para una posible masa deslizante dada, cuando la aceleración inducida excede a la aceleración de fluencia se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo del plano de falla y la magnitud del desplazamiento se evalúa por un proceso de doble integración.

Para la inestabilidad del 2008 las secciones N y D, fueron consideradas en el análisis, el diseño evaluado fue el de estabilización (unloading de 4 bancos en el bloque Este y contrafuerte del Bloque Oeste). El resumen de los resultados se aprecia en la Tabla 12.3, en términos generales la deformación es menor a 25 cm, lo cual resulta aceptable, considerando que la experiencia nos indica que la máxima deformación permanente aceptable es de 1m. El Anexo F, muestra los detalles de los análisis y el fundamento teórico.

Tabla 12.3. Deformaciones sísmica permanentes calculados con el método de Makdisi & Seed 1967.

Sección	Deformación Permanente (cm)
Sección "N"	16.91
Sección "D"	12.79

Nota: La evaluación se hizo considerando el diseño de estabilización, descarga de 4 bancos (Bloque Este) y Contrafuerte o Buttress (Bloque Oeste)

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design,

12.2 Análisis de Estabilidad en el 2010

En este caso, el modelo estuvo basado en el método de equilibrio límite, y dada la complejidad geométrica y geológica del plano de falla, se llevó a cabo también un análisis numérico. La corta temporalidad de este talud después de excavado (el próximo año será rellenado), hace que no sea necesario realizar análisis sísmico.

12.2.1 Equilibrio Límite

Para el equilibrio límite se consideraron 5 secciones críticas, cuya ubicación se muestra en el Plano 09. Los análisis se desarrollaron utilizando el Software Slide 6.0.

12.2.1.1 Retro-Análisis (Estado Inestable)

El retro-análisis simuló las condiciones inestables en Noviembre del 2010, el ajuste de propiedades estuvo enfocado en la resistencia de contacto propilítico-sílice (Halo), que es la superficie principal de falla. El resumen de los retro-análisis es mostrado en la Tabla 12.4 y el detalle de la sección más representativa LQN-03 es mostrado en las Figura 12.11.

Tal como se aprecia en la Figura 12.11, el mecanismo de falla representado en el retro-análisis, está controlado por el contacto sílice-propilítico (“Halo”) con salida aproximada en el nivel 3456 del tajo. Otro punto importante es que la alta presión de poros, representada por una alta línea piezométrica, es uno de los elementos desestabilizantes más importantes.

La condición modelada por el retro-análisis representa el estado inestable inicial luego de minar el Banco 3480. Si observamos la Figura 12.11 nos daremos cuenta que al seguir minando los bancos inferiores, el nivel de desconfinamiento del plano de falla es mayor, por lo que bajo estas condiciones es muy riesgoso seguir excavando el tajo, siendo la mejor alternativa suspender el minado de esta pared hasta implementar una medida de estabilización.

12.2.1.2 Diseño de Estabilización

Luego de evaluar varias opciones, se determinó que el principal elemento desestabilizador era el sistema de alta presión de poros existentes detrás del talud. Debido a ello se determinó que la mejor medida de estabilización sería la despresurización de los sistemas de alta presión de poros. Por conseguir esto se han instalado 4 pozos de bombeo en la pared Norte, los cuales se muestran en el Plano 15.

El análisis de estabilización se basa en simular unas líneas piezométricas despresurizadas aproximadamente 90 m. lo cual es el objetivo del programa de estabilización.

La condición inicial mejora sustancialmente al implementar el plan de despresurización, es así que los factores de seguridad se incrementan considerablemente tal como se consigna en la Tabla 12.4. La Sección LQN-03, bajo estas condiciones se muestra en la Figura 12.12.

La despresurización permitiría continuar minando los siguientes bancos (debajo del 3480) hasta el diseño final, ya que en su mayoría los FS se mantienen sobre 1.2, tal como se resume en la Tabla 12.4. La sección representativa LQN-03, con perfil a diseño final y en condiciones despresurizadas se muestra en la Figura 12.13.

12.2.2 Análisis Numérico Bidimensional

Este método se aplica en casos de mecanismos complejos de falla, relacionados a geometría compleja, anisotropía, comportamiento no-lineal, y elementos contaminantes como la presión de poros. Este es el caso de la inestabilidad del 2010, y por ello se utilizaron métodos numéricos para darle soporte a los análisis de equilibrio límite.

El programa utilizado fue Phase 2.0, que es un software de elementos finitos. El método de elementos finitos fue introducido por Clough y Woodward en 1967. El método en general divide la masa de suelo en unidades discretas llamadas elementos finitos. Estos elementos se conectan en sus nodos y bordes pre-definidos, el método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta el resultado en forma de esfuerzos y desplazamientos de esfuerzos nodales.

Los resultados de este análisis para las secciones LQN-03 y LQN-07 se pueden apreciar en las Figuras 12.14 y 12.15 respectivamente. Estas secciones, en general

muestran una superficie de falla muy parecida a la asumida en los análisis de equilibrio límite, es decir la principal zona de deformación se restringe al contacto sílice-propilítico (“Halo”).

Tabla 12.4. Resumen de Factores de Seguridad calculados para la inestabilidad del 2010.

SECCIÓN	Condición Actual (Retro-Análisis) (FS)	Condición Actual Después de Despresurizar (FS)	Diseño Final Después de Despresurizar (FS)	COMENTARIOS
LQN-1	1.02	1.37	1.24	El diseño de estabilización en el 2010 comprende 5 pozos de dewatering los cuales deprimirán el nivel piezométrico en 90 m.
LQN-3	1.03	1.30	1.18	
LQN-5	1.05	1.30	1.22	
LQN-7	1.04	1.59	1.44	
LQN-10	1.09	1.54	1.12	

Fuente: Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

12.3 Análisis de Estabilidad de Fallas Potenciales con Control Estructural

Los resultados del mapeo estructural fueron llevados a un diagrama de polos, el cual es presentado en la Figura 12.16, aquí se observa que existen 5 familias de discontinuidades, de la misma manera se graficó también el cono de fricción aproximado ($\phi = 25^\circ$), los planos de los taludes generales ($\alpha=25^\circ$), y los planos de la cara de un banco ($\beta=55^\circ$).

Como se puede apreciar no existen condiciones para fallas planares, debido a que ninguna de las familias identificadas es paralela o sub-paralela a algunas de las caras de banco.

Las fallas por cuña se forman por una combinación entre la intersección de familias de estructuras (cuyo ángulo de caída llamaremos σ), el ángulo de talud general será (α) y el de cara de banco será (β).

El análisis de cuñas potenciales debe cumplir la siguiente condición:

$$\alpha \text{ ó } \beta > \sigma > \phi$$

Siempre de acuerdo a la Figura 12.16 observamos que existen cinco posibles combinaciones que pueden formar cuñas a nivel de banco (menores que β pero mayores que α):

- 2m y 5m
- 2m y 1m
- 4m y 3m
- 3m y 2m
- 2m y 4m

Se realizó un análisis de equilibrio límite de cada una de las combinaciones cuyos resultados son resumidos en la Tabla 12.5. En dicha tabla se puede apreciar que los

factores de seguridad están sobre 1.2 lo que indica que estas cuñas son estables. Para el análisis se asumió una altura de bloque de 12 metros debido a que las potenciales cuñas se formarían solo con el ángulo de cara de banco (β). El análisis se realizó utilizando el software Swedge 6.0 de Rocscience. Las Figuras 12.17, 12.18, 12.19, 12.20, 12.21 muestran el detalle de los análisis.

Tabla 12.5 Resumen de Factores de Seguridad del análisis cinemático de cuñas

Cuña (Combinación)	Factor de Seguridad
2m y 5m	1.27
2m y 1m	1.87
4m y 3m	1.36
3m y 2m	1.97
2m y 4m	1.97

Fuente: Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

Figura 12.16. Diagrama de polos de estructuras de la pared Norte.

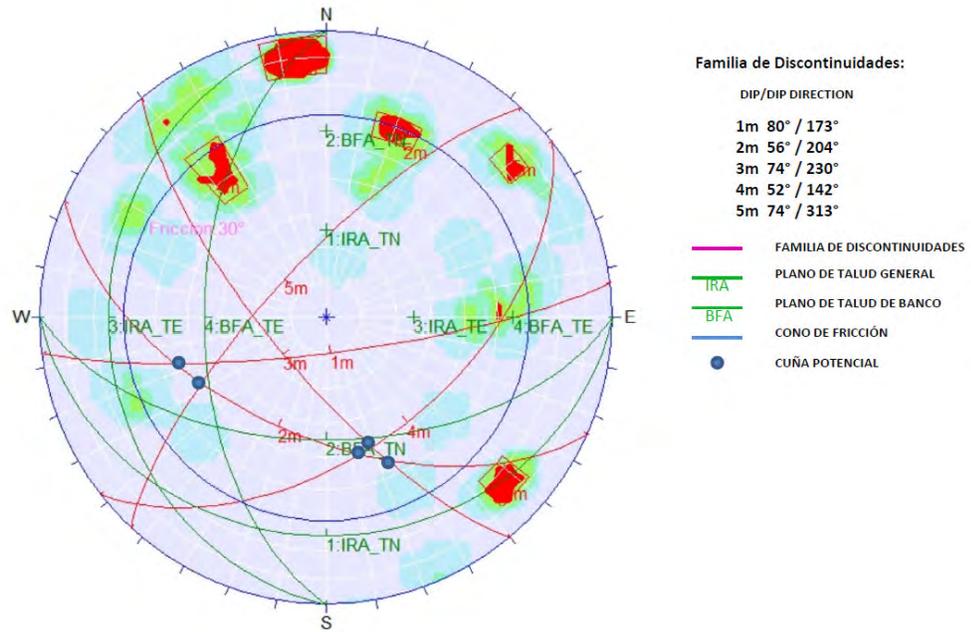


Figura 12.17. Análisis de estabilidad de la cuña 2M-5M, FS: 1.27

Swedge Analysis

Document Name: 2m-5m
 Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
 View: PERSPECTIVE
 Safety Factor: 1.27432

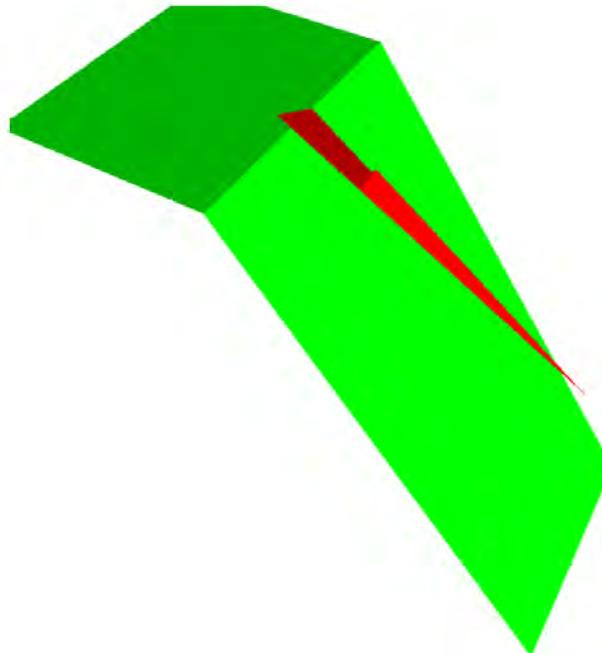


Figura 12.18. Análisis de estabilidad de la cuña 2M-1M, FS: 1.87

Swedge Analysis

Document Name: 2m-1m
Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
View: PERSPECTIVE
Safety Factor: 1.87263

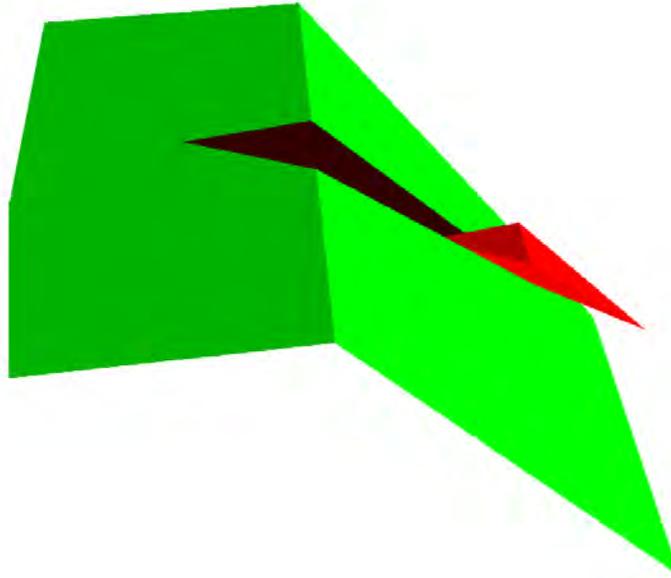


Figura 12.19. Análisis de estabilidad de la cuña 4M-3M, FS: 1.36

Swedge Analysis

Document Name: 4m-3m
Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
View: PERSPECTIVE
Safety Factor: 1.3679

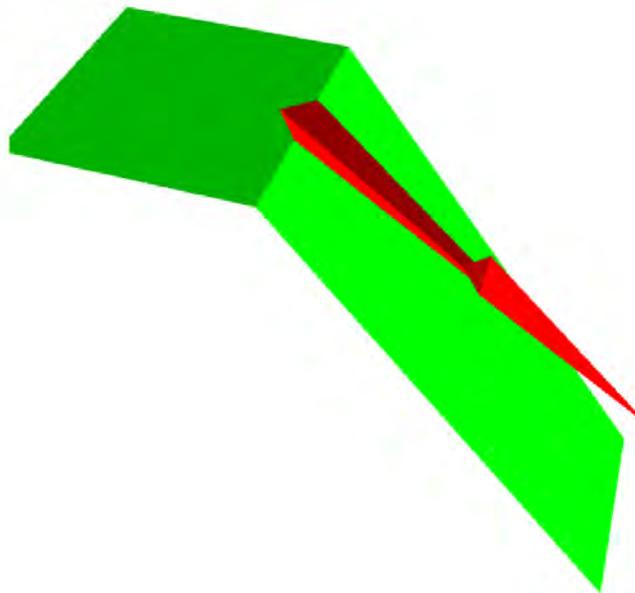


Figura 12.20. Análisis de estabilidad de la cuña 3M-2M, FS: 1.97

Swedge Analysis

Document Name: 3m-2m
Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
View: PERSPECTIVE
Safety Factor: 1.97532

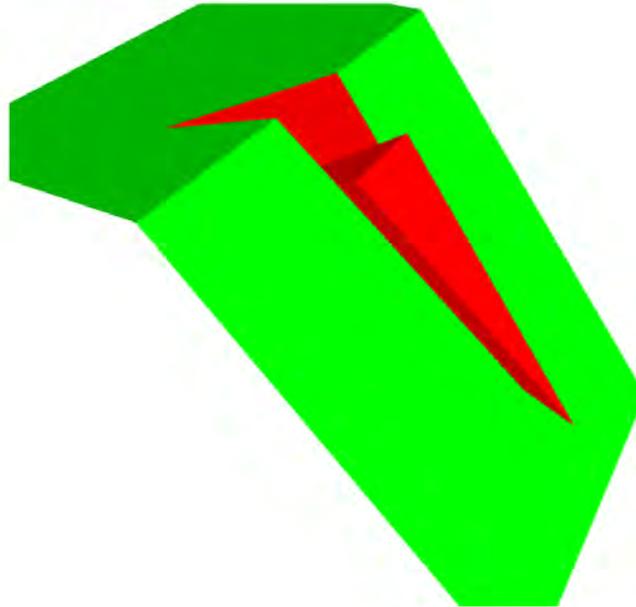
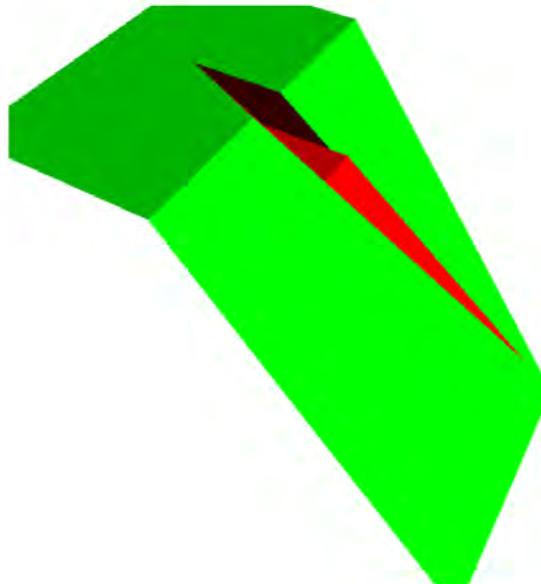


Figura 12.21. Análisis de estabilidad de la cuña 4M-2M, FS: 1.97

Swedge Analysis

Document Name: 4m-2m
Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
View: PERSPECTIVE
Safety Factor: 2.37225



CAPÍTULO XIII

IMPLEMENTACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN

13.1 Estabilización 2008

En esta caso el área fue dividida en dos bloques, que como apreciamos en el Numeral 9 tenían mecanismos de falla distintos, por esta razón las medidas de estabilización fueron diferentes para ambos bloques. El Plano 13 muestra la propuesta de las alternativas de estabilización, y la Foto 13.1 muestran el estado de las medidas ya implementadas.

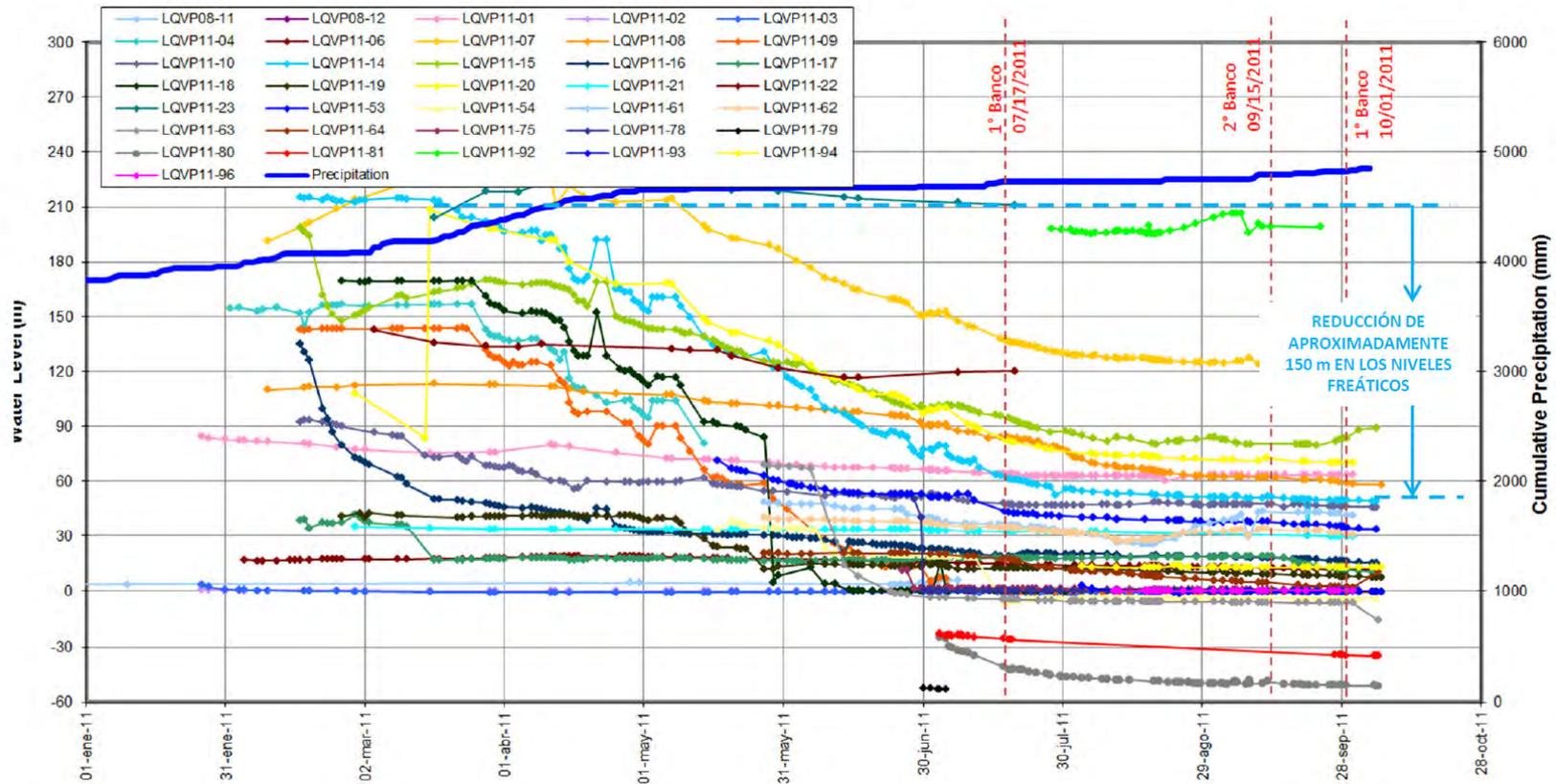
Bloque Este: En este caso al tratarse de un movimiento en bloque con salida en las gravas, se optó por realizar una descarga de peso de 4 bancos (3672, 3660, 3648, 3636), y de esta manera disminuir las fuerzas desestabilizadoras. Luego de la implementación de esta medida se pudo continuar con el minado de manera normal hasta Noviembre del 2010.

Bloque Oeste: En este caso al tratarse de un movimiento en profundo con salida en el fondo del tajo, se optó por la construcción de un contrafuerte que confine la salida de la superficie de falla, el contrafuerte tiene una altura de 130 m, y un ancho de 40 m en la cresta. El objetivo era aumentar la resistencia de la superficie de falla en la salida o toe y por consiguiente incrementar el factor de seguridad. Luego de la implementación de las medidas, los movimientos reportados por los prismas redujeron considerablemente sus movimientos.

13.2 Estabilización 2010

Tal y como fue discutido en el Capítulo 10, el principal mecanismo desestabilizador en esta oportunidad era la alta presión de poros existente detrás de la pared del tajo, por esta razón la medida de estabilización escogida en esta oportunidad fue la despresurización del sistema. Para conseguir ello se instalaron 4 pozos de bombeo los cuales fueron terminados en Julio del 2011, obteniendo una reducción de aproximadamente 110 m en las líneas piezométricas. Esto ha permitido reiniciar el minado de la pared Norte en Agosto del 2011, teniéndose un avance a la fecha de 3 bancos sin tener respuesta negativa de los sistemas de monitoreo. La ubicación de los pozos de bombeo se aprecia en el Plano 15, y la disminución en los niveles freáticos se puede observar en la Figura 13.1. Una foto del estado actual del talud se aprecia en la Foto 13.2.

Figura 13.1. Curvas hidrográficas de los piezómetros instalados en la pared Norte, mostrando el descenso de aproximadamente 150 metros, luego de la despresurización del acuífero.



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

Fotografía 13.1 Imagen satelital mostrando el talud Norte en el año 2009, con la implementación de las medidas de estabilización recomendadas en el año 2008, nótese el contrafuerte (buttress) en el Bloque Oeste y la descarga (unloading) de 4 bancos en el Bloque Este.



Fotografía 13.2 Estado actual del talud Norte, luego de la implementación de los 5 pozos de drenaje se ha podido reiniciar los trabajos de minado.



CAPÍTULO XIV

INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

Los taludes con historias de inestabilidades tienen un riesgo mayor que cualquier otro talud, por lo que es recomendable instalar equipos de monitoreo geotécnico, que permitan controlar la performance del talud una vez que se retoma el minado.

Este es el caso del talud Norte, donde se han instalado equipos de monitoreo geotécnico, que incluyen estaciones robotizadas de medición de prismas, escáneres láser, y radares interferométricos, todos estos equipos brindan información en tiempo real del movimiento del talud.

Para cada equipo de monitoreo se han establecido valores umbrales de velocidad en el movimiento del talud, tal y como se muestra en la Tabla 14.1. La condición cuando el movimiento del talud excede el valor umbral, es indicio de una falla inminente, por lo que en ese momento se activa el plan de emergencia; que se muestra en la Figura 14.1; el objetivo es evacuar el personal y equipo para garantizar su integridad.

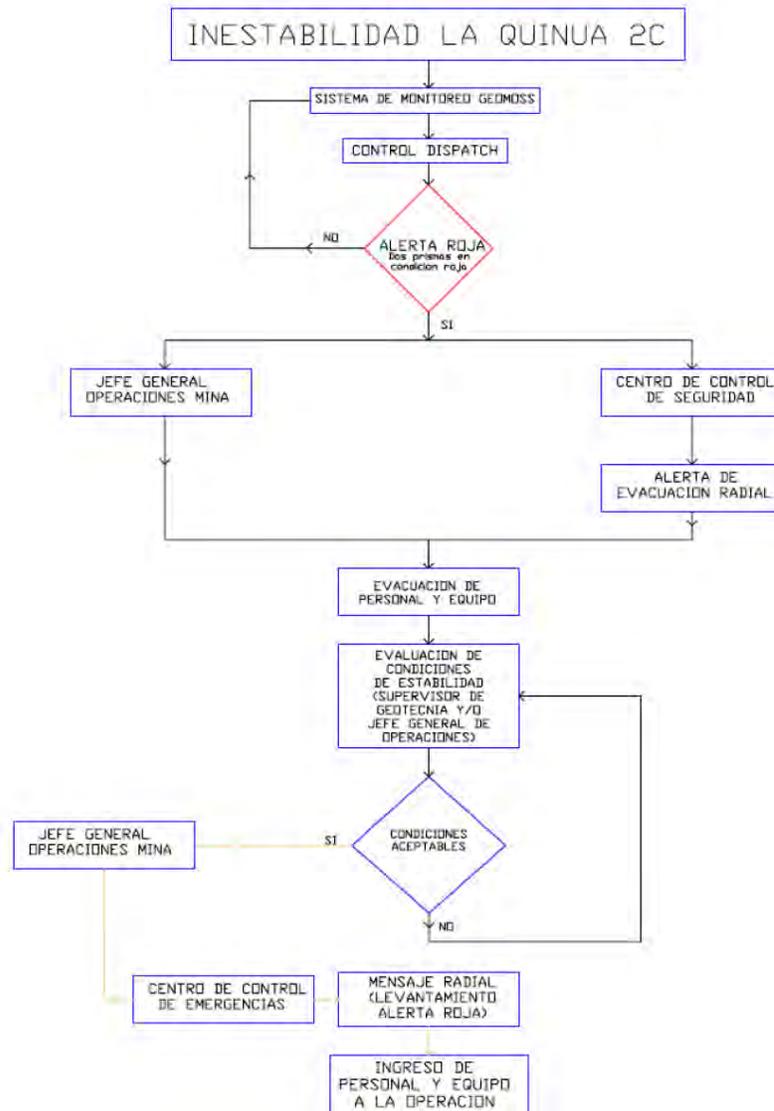
Tabla 14.1 Valores umbrales de los sistemas de monitoreo en tiempo real para evacuación de personal y equipo.

Sistema de Monitoreo	Valor Umbral (cm/día)
Prismas	20
Radar	10
Inclinómetro	1

Nota: Valores por encima de los umbrales indican probabilidad alta de ocurrencia de una falla de talud

Fuente: Grupo Geotecnia Minera Yanacocha

Figura 14.1. Plan general de evacuación en caso de alerta geotécnica.



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

CAPÍTULO XV

MODELO PROPUESTO Y PRONÓSTICO DEL COMPLEJO

El presente estudio toma como base las sucesivas inestabilidades ocurridas en la pared Norte de los tajos La Quinua y El Tapado, para proponer un modelo de manejo de inestabilidades. La idea general de cualquier plan de estudio y remediación geotécnica es minimizar el riesgo de ocurrencia de una falla catastrófica, que ponga en peligro el personal, equipo o negocio minero. Los pasos generales para manejar una inestabilidad se resumen en el diagrama de flujo presentado en la Figura 15.1. En general podemos resaltar los siguientes puntos:

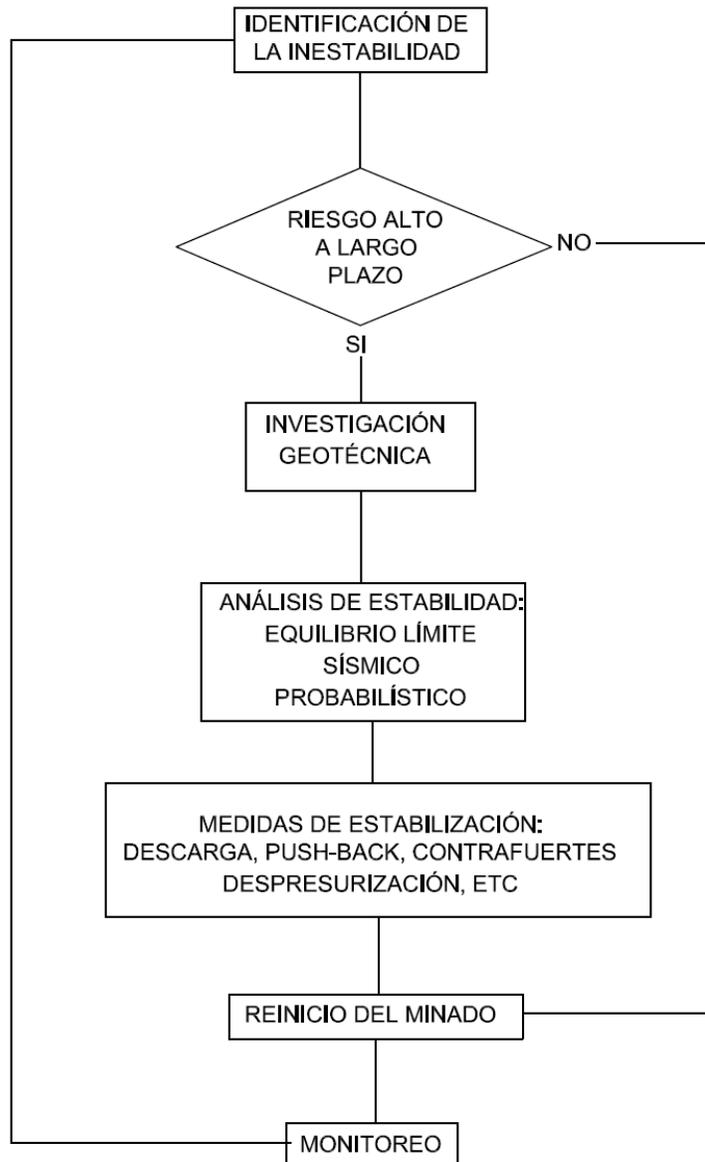
1. Identificación de la falla, mediante inspecciones, mapeo o monitoreo de rutina.
2. Puesta en marcha de un plan de investigación geotécnica. Previamente se debe calcular el riesgo, con el fin de no poner en peligro el personal y equipo que participará en esta actividad. El método de velocidad inversa puede ayudar en el cálculo.

3. El programa de investigación geotécnica se realiza de acuerdo a la necesidad de cada problema, pero en general puede incluir: perforación, logeo y muestreo geotécnico, ensayos de laboratorio de mecánica de rocas y suelos, inclinómetros, piezómetros de cuerda vibrante y tubo abierto, prismas, scanner laser y radares de talud.
4. Los modelos de estabilidad deben reflejar las condiciones actuantes en el problema y de esta manera simular las opciones de estabilización futuras. Los análisis de estabilidad pueden incluir los siguientes métodos de acuerdo a la necesidad del problema: equilibrio límite, elementos finitos, análisis sísmicos.
5. Las medidas de estabilización de una inestabilidad a gran escala incluyen un amplio espectro, sin embargo en el presente estudio se proponen: contrafuertes, descarga de peso, despresurización. El criterio general es reducir las fuerzas desestabilizadoras y/o incrementar las fuerzas resistentes, de esta manera conseguiremos un incremento en el factor de seguridad.
6. Una vez implementadas las medidas de estabilización y previamente al reinicio de las operaciones, se deben implementar medidas de control como monitoreo de movimientos en tiempo real y planes de evacuación, que minimicen el riesgo para el personal y equipo en la zona.

Es importante destacar el método de la velocidad inversa para predicción de falla, el cual es ampliamente discutido en el Capítulo 11 y en el Anexo D. Este método se

puede utilizar como referencia en cada etapa del desarrollo de la inestabilidad, para calcular el riesgo y no poner en peligro la integridad del personal y equipo.

Figura 15.1. Plan propuesto de manejo de estabildades a escala general.



Fuente: Autor.

CONCLUSIONES

- Las inestabilidades de talud en minería, representan una fuente importante de riesgo potencial para los equipos y personal, llegando incluso a poner en peligro toda la viabilidad del negocio minero.
- Los sistemas de monitoreo y las inspecciones de campo pueden advertir del desarrollo de una inestabilidad de talud, en sus primeras etapas.
- Se definieron dos inestabilidades que afectaron la pared Norte del tajo La Quinua y El Tapado, una aparecida en el 2008 y otra en Noviembre del 2010
- La interpretación de los sistemas de monitoreo geotécnico, aunados a métodos de mapeo, perforación geotécnica, y ensayos de laboratorio, permiten definir los mecanismos de falla actuantes en los taludes.
- La caracterización hidrogeológica se realiza mediante la interpretación de piezómetros de tubo abierto y cuerda vibrante, pudiendo ser un elemento

- desestabilizador importante cuando actúa como presión de poros disminuyendo la resistencia de los materiales.
- El método de velocidad inversa propuesto por Teruchi Fukuzono en 1985, permite pronosticar con gran confiabilidad el momento de la ocurrencia de la falla, y de esta manera poder programar las medidas de acción para minimizar los riesgos.
- Los métodos de análisis geotécnico, permiten simular las condiciones actuantes en las inestabilidades y pueden incluir equilibrio límite, elementos finitos, probabilísticos, análisis pseudo-estáticos, deformación permanente.
- En el 2008 se identificaron dos mecanismos diferentes de falla, en el bloque Este el bloque de suelos moviéndose sobre el contacto roca-suelo, y en el bloque Oeste una falla profunda con salida en el argílico del fondo del tajo.
- En el 2010 el mecanismo de falla era profundo, con la superficie principal de falla representada por el contacto Proplítico-Sílice.
- Los métodos de estabilización aplicados en La Quinoa Norte incluyeron, construcción de contrafuertes (buttress) para el bloque Oeste del 2008, descarga de peso (unloading) para el bloque Este del 2008, y despresurización de los acuíferos en el 2010, todos buscan incrementar las fuerzas resistentes y disminuir las fuerzas desestabilizadoras.

RECOMENDACIONES

- Es recomendable establecer un plan de inspecciones y monitoreo sistemáticos en los taludes con la finalidad de identificar inestabilidades en sus etapas iniciales.
- En caso se identifique el desarrollo de una inestabilidad, es recomendable conducir un plan de investigación consistente en perforación, logueo, mapeo, muestreo, e instrumentación geotécnica, que permita establecer los mecanismos principales actuantes.
- Se recomienda el método de equilibrio límite en casos donde la geometría de la superficie de falla sea simple, en casos complejos el método de elementos puede dar mejores resultados.
- En caso de que se trate de un talud con una permanencia mayor a dos años, es recomendable realizar adicionalmente análisis sísmicos, pseudo-estáticos o de deformación.

- Una vez implementadas las recomendaciones de estabilización, es recomendable implementar sistemas de monitoreo en tiempo real, que permita minimizar el riesgo durante el reinicio de labores de minado.
- Se recomienda tener un plan de emergencia, en el caso de que un instrumentos exceda los valores umbrales, lo cual indicaría una falla inminente.

BIBLIOGRAFÍA

- Braja M. Das. (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Thomsom Learning, D. F México.
- Fukuzono, T. (1985), A Method for Predict the Failure Time of a Slope. Proc. Of IVth ICFL. Japan Landslide Soc., pp 145-150.
- Gonzales de Vallejo, L. I. (2004), Ingeniería Geológica, Pearson Educación, Madrid España.
- Makdisi, F. I and Seed, H. L (1978), Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformation, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, N° GT7, pp. 849-867.
- Minera Yanacocha, Engineering Area (2006), Review of Geotechnical Pit Slope Design-La Quinoa Pit Phase II, Cajamarca-Perú.

- Minera Yanacocha, Engineering Area (2009), Long and Short Remediation Design for La Quinoa and El Tapado North Wall, Cajamarca- Perú.
- Read, J. and Stacey, P (2009), Guidelines for Pit Slope Design, Csiro Publishing, Collingwood Australia.

TABLAS

TABLA 5.1. RESUMEN GENERAL DE TALADROS PERFORADOS PARA LA INESTABILIDAD DEL 2008.

NOMBRE	UBICACIÓN					TIPO DE SONDEO	INSTRUMENTACIÓN	DISCONTINUIDADES ENCONTRADAS	RESUMEN DEL LOGUEO
	ESTE	NORTE	COTA	Deep	PROF. (m)				
TAMYBH08-03	12624.000	26818.900	3696.200	0	80.00	DIAMANTINA	INCLINÓMETRO (LQMYIN08-01)	LSG-ARG contact @ 45.5m ARG-BRK contact @ 73.4m	00.0m - 45.5m: USG, dry; 45.5m - 48.0m: White clay gouge, wet; 48.0m - 73.4: Argillic gray, wet 73.4m - eod: Bedrock (SM gray).
LQMYBH08-01	12857.279	26809.443	3695.300	0	54.00	SONICA	--	USG-BRK contact @ 40m	--
LQMYBH08-02	12732.600	26819.900	3695.800	0	39.00	SONICA	INCLINÓMETRO (LQMYIN08-02)	USG-BRK contact @ 13m	--
LQMYBH08-03	12546.000	26853.000	3696.000	0	27.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-04	12816.900	26624.900	3612.500	0	27.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-05	12676.300	26657.200	3615.700	0	27.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-06	12919.000	26733.000	3660.000	0	65.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-07	12915.000	26733.000	3660.000	0	18.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-08	12828.000	26739.000	3660.000	0	30.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-09	12617.000	26671.000	3617.000	0	30.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-10	12570.000	26681.000	3617.000	0	27.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-11	12544.000	26687.000	3617.000	0	27.00	SONICA	--	--	--
LQMYBH08-12	12586.600	26855.600	3697.400	0	65.00	DIAMANTINA	INCLINÓMETRO (LQMYIN08-03)	USG-BRK Gouge @ 51.5m	0.0m - 50.0m: USG, dry; 50.0m - 51.5m: white clay gouge; 51.5m - eod: Bedrock (argillic), dry
LQMYBH08-13	12602.330	26815.700	3695.800	0	80.00	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE VW (VP08-07)	USG-BRK Gouge @ 70m	0.0m - 70.0m: USG, dry; 70.0m -73.0m: White gray clay gouge; 73.0m - eod: Bedrock (argillic), dry
LQMYBH08-14	12627.500	27223.600	3769.900	0	155.40	DIAMANTINA	--	USG-BRK @ 145.30m	0.0m -145.30m: USG, dry; 145.30m - eod: Bedrock (argillic), dry
LQMYBH08-15	12676.900	26660.400	3615.210	0	70.50	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE LQMYIN08-04	USG-BRK Contact @ 63m	0.0m - 63.0m: USG, dry; 63.0m -64.0m: White clay gouge, dry; 64.0m - eod: Bedrock (argillic), dry
LQMYBH08-16	12681.600	26704.030	3635.550	11	85.55	DIAMANTINA	--	USG-BRK Contact @ 61.65m	0.0m - 61.65m: USG, dry; 61.65m - 69.60m: White gray gouge, dry; 69.60m - eod: Bedrock (argillic), dry
LQMYBH08-17	12585.500	26678.400	3615.540	0	45.00	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE VW (VP08-08)	USG-BRK Gouge @ 18.50m	0.0m - 18.50m: USG, dry; 18.50.0m - 20.90m: white gray clay gouge-, 20.90m - 29.50m: Fine Contact, dry
LQMYBH08-18	12870.270	27129.300	3793.940	0	80.10	DIAMANTINA	--	USG-BRK contact @ 30m	0.0-28.95m. USG, dry.28.95-32.30m. Gray clay, high plasticity, high moisture.32.30-80.10m. Bedrock, silicified rock very fractured. some segments of SG III.
LQMYBH08-19	12590.960	26716.000	3636.230	11	60.00	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE VW (VP08-09)	USG-BRK Gouge @ 32m	0.0m - 32.0m: USG, wet; 32.0m - 33.6m: white clay gouge; 33.6m - eod: Bedrock (prophilitic), dry
LQMYBH08-20	12838.290	26685.940	3636.000	0	67.00	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE, INCLINOMETERO VW (VP08-10) LQMYIN08-05	USG-BRK contact @ 41.10m	0.0m - 41.10m: USG, dry; 41.10m - 44.30m: White clay gouge, dry; 44.30m - 48.0m: Argillic, dry; 48.0m - 51.0m: Gouge, white clay, dry; 51.0m 56.70m: Bedrock (argillic), dry; 56.70m - eod: Bedrock (SC 2)
LQMYBH08-21	12482.930	26722.150	3624.220	191	32.25	DIAMANTINA	PIEZ TUBO ABIERTO Y CUERDA VIBRANTE OSP & VW (VP08-11) (08-03)	USG-BRK Contact @ 11m	0.0m - 11.0m: USG, dry; 11.0m - 14.5m: gray clay w/sand (residual soil), dry; 14.5m - eod: Bedrock (Argillic), wet
LQMYBH08-22	12835.000	26597.140	3591.890	0	60.00	DIAMANTINA	--	USG-BRK contact @ 48m	0.0m - 41.20m: USG, dry; 41.20m - 47.40m: White clay gray gouge, dry; 49.0m - eod: Bedrock (SC2), dry
LQMYBH08-23	12766.740	27135.530	3769.060	0	75.00	DIAMANTINA	--	USG-BRK Contact @ 70.60m	0.0m - 70.60m: USG, dry; 70.60m -71.60m: fine contact bedding:arcilla limosa marron naranja claro intercalada con blanco, dry; 71-60m -73.50m : Bedrock (argillic),silice clay 2 dry; 73.50m-75m:roca silicificada color gris oscuro intensamente fracturada.
LQMYBH08-24	12660.410	26525.780	3576.520	0	95.00	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE VW (VP08-12)	No contact encountered	0.0m - eod: Bedrock (prophilitic), dry
LQMYBH08-25	12244.150	26860.500	3672.830	0	110	DIAMANTINA	--	LSG-TPG contact @ 78.5m Stopped @ TPG	0.0m - 78.5m: USG and LSG; dry; 78.5m - 83.5m: Fine contact bedding; white clay; 83.5m - eod: TPG; dry
LQMYBH08-26	12394.150	26784.080	3636.450	0	73.00	DIAMANTINA	--	LSG-TPG contact @ 18.3m	0.0m - 18.3m: USG and LSG; dry; 18.3m - 22.20m: Fine contact bedding; gray clay; 22.20m - eod: TPG; dry
LQMYBH08-27	12482.064	26970.982	3711.455	0	143.25	DIAMANTINA	PIEZ CUERDA VIBRANTE VW (VP08-13)	LSG-BRK contact @ 128.3m	0.0m - 128.3m: USG and LSG; dry ; 128.3m - 134.5m: Fine contact bedding; gray clay; 134.5m - eod: Bedrock (argillic); dry
LQMYBH08-28	12507.650	26829.600	3696.250	0	125.70	DIAMANTINA	--	USG-BRK Gouge @ 83m	0.0m - 83.0m: USG, dry; 83.0m - 109.0m: White clay gray gouge; 109.0m - eod: Bedrock (Argillic), dry
LQMYBH08-29	12067.109	26910.896	3665.673	0	160.05	DIAMANTINA	PIEZ DE CUERDA VIBRANTE VW (VP08-15)	LSG-BRK contact @ 123.0m Fine bedding above contact	0-123m: USG and LSG; dry; 123-125m: Fine Contact Bedding: white Clay; wet; 125m-eod: Bedrock (Argillic); dry
LQMYBH08-30	12244.080	26975.964	3699.005	0	218.70	DIAMANTINA	PIEZ DE TUBO ABIERTO OSP 08-04	LSG-TPG contact @ 96m TPG-BRK contact @ 210m	0.0m - 96.0m: USG and LSG; dry ; 96.0m - 99.0m: Fine contact bedding; white clay, wet; 99.0m - 101.0m: brown contact; wet; 101.0m - 210.0m: TPG; dry; 210.0m - eod: Bedrock (prophilitic)
LQMYBH08-31	12372.900	26639.080	3577.850	0	30.00	DIAMANTINA	--	TPG-BRK contact @ 18.40m	0.0m - 13.80m: TPG, dry ; 13.80m -18.40m: zona mixta, presencia de tapado gravel y roca argilizada color naranja por presencia de oxfe en matriz.18.40-22.70 :Basamento, roca argilizada clay 2, arcilla gris, presencia de oxfe (lim) .22.70 - 30:BRK (prop), intensamente fracturada txt porfirítica.
LQMYBH08-32	12035.160	26751.090	3622.750	0	105.00	DIAMANTINA	PIEZ DE CUERDA VIBRANTE VW (VP08-14)	LSG-TPG contact @ 69.3m TPG-BRK contact @ 87.7m	0.0m - 69.3m: USG and LSG; dry; 69.3m - 87.7m: TPG; dry; 87.7m - eod: Bedrock (Argillic)
LQMYBH08-33	12267.000	26762.000	3625.860	0	116.65	DIAMANTINA	INCLINOMETRO LQMYIN08-06	LSG-TPG contact @ 38m TPG-BRK contact @ 74.1m	0.0m - 38.0m: USG and LSG; moist ; 38.00m -43.8m: Fine contact bedding; beige clay, wet; 43.8m - 74.1: TPG; moist; 74.1m - 85.4: Bedrock (SC_1, oxide); moist; 85.4m - 101m: Bedrock (Prophilitic); dry; 101m - eod: Bedrock (SC2); dry
LQMYBH08-34	12385.000	26722.000	3626.240	0	80.00	DIAMANTINA	INCLINÓMETRO LQMYIN08-07	LSG-TPG contact @ 21.40m TPG-BRK contact @ 63.20m	0.0m - 21.40m: USG and LSG; moist; 21.40m - 26.00m: Fine contact bedding; beige clay; 26.00m - 63.20m: TPG; moist; 63.20m - 65.80m: oxide SC 1, presencia de arcillas y oxfe en matriz. 65.80m - 80m: Bedrock (prop).
LQMYBH08-35	12144.180	26674.780	3589.510	0	70.00	DIAMANTINA	INCLINÓMETRO TAMYIN08-01	LSG-TPG contact @ 12.60m TPG-BRK contact @ 62.8m	0.0m - 12.60m: USG and LSG; dry; 12.60-62.80: TPG,dry; 62.80m - 70.0m: Bedrock (SC_2)

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinoa and El Tapado North Wall Design, Yanacocha Internal Report, 2009.

TABLA 5.2. RESUMEN GENERAL DE TALADROS PERFORADOS PARA LA INESTABILIDAD DEL 2010.

Nombre	UBICACIÓN					Instrumentación.	RESUMEN DEL LOGUEO
	ESTE	NORTE	COTA	Deep	PROF (m)		
LQGE-094	12395.095	26445.591	3480.591	0	200	VW0811-28@198.50m. LQMYIN11-30@200.00m	00.00 - 43.90 Propillityc no Competent, 43.90 - 48.50 Sílica Clay 2, 48.50 - 53.70 Propillityc no Competent, 53.70 - 54.40 Propillityc Competent, 54.40 - 64.50 Propillityc no Competent, 64.50 - 67.70 Propillityc Competent, 67.70 - 68.60 Propillityc no Competent 68.60 - 70.20 Propillityc Competent. 70.20 - 83.90 Propillityc no Competent 83.90 - 85.50 Propillityc Competent. 85.50 - 87.50 Propillityc no Competent. 87.50 - 90.50 Sílica Clay 2, 90.50 - 96.80 Propillityc no Competent. 96.80 - 99.20 Propillityc Competent. 99.20 - 104.50 Propillityc no Competent 104.50 - 112.60 Sílica Clay 2, 112.60 - 115.20 Sílica Clay 1. 120 - 117.40 Sílica Clay 2, 117.40 - 121.00 Propillityc no Competent 121.00 - 130.60 Sílica Clay 2, 130.60 - 132.20 Propillityc no Competent. 132.20 - 141.30 Propillityc Competent. 141.30 - 141.60 Propillityc no Competent 141.60 - 143.20 Propillityc Competent. 143.20 - 145.55 Propillityc no Competent. 145.55 - 147.50 Propillityc Competent. 147.50 - 148.50 Propillityc no Competent. 148.50 - 150.10 Propillityc Competent 150.10 - 153.30 Propillityc no Competent 153.30 - 154.90 Propillityc Competent 154.90 - 158.10 Propillityc no Competent, 158.10 - 159.70 Propillityc Competent, 159.70 - 162.70 Propillityc no Competent. 162.70 - 164.05 Propillityc Compete 164.05 - 166.10 Propillityc no Competent. 166.10 - 1167.70 Propillityc Competent. 167.70 - 169.30 Propillityc no Competent. 169.30 - 169.90 Propillityc Competent. 169.90 - 177.50 Propillityc no Competent. 177.50 - 181.40 Propillityc Competent. 181.40 - 183.30 Propillityc no Competent. 183.30 - 187.15 Propillityc Competent. 187.15 - 188.20 Propillityc no Competent. 188.20 - 189.05 Propillityc Competent. 189.05 - 189.80 Propillityc no Competent. 189.80 - 194.00 Propillityc Competent. 194.00 - 200.00 Propillityc no Competent.
LQGE-101	12420.572	26713.039	3623.297	0	200	S/N0811-27@199.00m. S/N0811-35@90.00m. LQMYIN11-33@200.00m	00.00 - 27.70 LSG 27.70 - 33.90 Contact Zone 33.90 - 37.70 Sílica Clay 2, 37.70 - 40.20 Granular Sílica 2, 40.20 - 41.80 Sílica Clay 2, 41.80 - 42.60 Propillityc Competent. 42.60 - 47.60 Propillityc no Competent. 47.60 - 52.40 Propillityc Competent. 52.40 - 54.60 Propillityc no Competent. 54.60 - 58.40 Propillityc Competent. 58.40 - 61.10 Propillityc no Competent. 61.10 - 63.90 Propillityc no Competent. 63.90 - 64.70 Propillityc Competent. 64.70 - 69.10 Propillityc no Competent. 69.10 - 74.70 Propillityc Competent. 74.70 - 79.70 Propillityc no Competent. 79.70 - 87.00 Propillityc Competent. 87.00 - 88.00 Propillityc no Competent. 88.00 - 89.40 Propillityc Competent. 89.40 - 90.40 Propillityc no Competent. 90.40 - 91.40 Propillityc Competent. 91.40 - 92.70 Propillityc no Competent. 92.70 - 96.00 Propillityc Competent. 96.00 - 97.60 Propillityc no Competent. 97.60 - 100.80 Propillityc Competent. 100.80 - 103.20 Propillityc no Competent. 103.20 - 106.60 Propillityc Competent. 106.60 - 108.20 Propillityc no Competent. 108.20 - 112.30 Propillityc Competent. 112.30 - 128.40 Propillityc no Competent. 128.40 - 134.55 Propillityc Competent. 134.55 - 138.90 Propillityc no Competent. 138.90 - 147.50 Propillityc Competent. 147.50 - 148.90 Propillityc no Competent. 148.90 - 153.75 Propillityc Competent. 153.75 - 158.10 Sílica Clay 2, 158.10 - 161.30 Propillityc no Competent. 161.30 - 162.00 Sílica Clay 2, 162.00 - 163.70 Propillityc no Competent. 163.70 - 170.60 Propillityc Competent 170.60 - 172.00 Propillityc no Competent. 172.00 - 177.20 Propillityc Competent. 177.20 - 180.30 Sílica Clay 2, 180.30 - 200.00 Propillityc no Competent.
LQGE-061	12611.127	26684.217	3613.267	0	150	VW15569@147.00m. VW15570@40.50m. LQMYIN10-29@147.00m	00.00 - 26.60 LSG 26.60 - 29.18 Contact Zone 29.18 - 29.05 Propillityc no Competent 29.05 - 84.55 Sílica Clay 3 84.55 - 97.95 Propillityc no Competent 97.95 - 99.75 Sílica Clay 3 99.75 - 105.40 Propillityc no Competent 105.40 - 112.23 Sílica Clay 3 112.23 - 132.60 Masive Sílica 132.60 - 150.00 Sílica Alunite
LQGE-062	12894.170	26692.970	3635.690	0	150	LQMYIN10-31@149.70m	18.85 - 37.05 LSG 37.05 - 41.05 Contact Zone 41.05 - 42.00 Sílica Clay 3 42.00 - 150.00 Sílica Alunite
LQGE-063	12821.923	26438.769	3572.093	0	170	VW14077@165.00m. VW14062@130.00m. LQMYIN10-32@170.00m	00.00 - 110.60 LSG 110.60 - 114.50 Contact Zone 114.50 - 115.28 Sílica Clay 3 115.28 - 116.65 Sílica Clay 2, 116.65 - 117.10 Sílica Clay 3, 117.10 - 121.85 Sílica Clay 2, 121.85 - 122.20 Sílica Clay 3, 122.20 - 131.17 Sílica Clay 2, 131.17 - 131.50 Sílica Clay 3, 131.50 - 132.90 Sílica Clay 2, 132.90 - 150.00 Sílica Clay 3, 150.00 - 161.50 Sílica Alunite.
LQGE-068	12747.101	26498.182	3565.365	0	122.6	No instrumentation.	00.00 - 36.70 LSG, 36.70 - 38.00 Contact Zone, 38.00 - 48.60 Propillityc no Competent, 48.60 - 51.10 Propillityc Competent, 51.10 - 55.80 Propillityc no Competent, 55.80 - 61.15 Sílica Clay 3, 61.15 - 68.00 Sílica Clay 2, 68.00 - 71.00 Sílica Clay 3, 71.00 - 80.50 Propillityc no Competent, 80.50 - 81.80 Propillityc Competent, 81.80 - 90.15 Propillityc no Competent, 90.15 - 91.05 Propillityc Competent, 91.05 - 97.70 Propillityc no Competent, 97.70 - 99.05 Propillityc Competent, 99.05 - 108.85 Sílica Clay 2, 108.85 - 110.70 Sílica Clay 3, 110.70 - 122.60 Sílica Alunite
LQGE-065	12542.480	26430.786	3480.538	0	180	LQMYIN10-34 @180.00m.	00.00 - 13.10 Propillityc no Competent. 13.10 - 24.50 Propillityc Competent. 24.50 - 26.50 Propillityc no Competent. 26.50 - 34.05 Propillityc Competent. 34.05 - 48.80 Propillityc no Competente. 48.80 - 59.20 Propillityc Competent. 59.20 - 81.60 Propillityc no Competent. 81.60 - 92.50 Sílica Clay 2, 92.50 - 94.10 Sílica Clay 1, 94.10 - 100.50 Granular Sílica 2, 100.50 - 105.95 Masive Sílica. 105.95 - 115.85 Sílica Clay 2, 115.85 - 119.20 Propillityc no Competent. 119.20 - 142.65 Sílica Clay 2, 142.65 - 170.30 Propillityc no Competent. 170.30 - 172.62 Sílica Clay 3, 172.62 - 180.00 Sílica Clay 2
LQGE-069	12529.396	26432.980	3480.288	191°	150	VW14066@162.00m. VW14059@116.00m. VW14083@65.00m.	0.00 - 15.70 Propillityc no Competent. 15.70 - 16.30 Propillityc Competent. 16.30 - 31.40 Propillityc no Competent. 31.40 - 32.90 Propillityc Competent. 32.90 - 49.70 Propillityc no Competent. 49.70 - 61.90 Propillityc Competent. 61.90 - 62.30 Propillityc no Competent. 62.30 - 68.70 Sílica Clay 2, 68.70 - 70.08 Sílica Clay 3, 70.08 - 78.80 Masive Sílica. 78.80 - 79.30 Sílica Clay 3, 79.30 - 83.50 Granular Sílica 3, 83.50 - 84.90 Sílica Clay 3, 84.90 - 95.00 Granular Sílica 2, 95.00 - 108.40 Sílica Clay 2, 108.40 - 110.00 Propillityc no Competent, 110.00 - 112.30 Propillityc Competent. 112.30 - 117.40 Sílica Clay 2, 117.40 - 118.50 Sílica Clay 3, 118.50 - 124.10 Sílica Clay 2, 124.10 - 125.00 Sílica Clay 1, 125.00 - 126.00 Vuggy Sílica. 126.00 - 129.50 Sílica Clay 2, 129.50 - 140.36 Sílica Alunite. 140.36 - 142.80 Masive Sílica. 142.80 - 143.60 Granular Sílica 2, 143.60 - 146.27 Granular Sílica 3, 146.27 - 149.60 Granular Sílica 2, 149.60 - 168.40 Masive Sílica.
LQGE-066	12631.539	26381.376	3479.735	0	180	VW16077@162.88m. VW16070@100.880m. LQMYIN11-03@165.18m.	0.00 - 10.00 Propillityc no Competent. 10.00 - 18.00 Propillityc Competent. 18.00 - 24.70 Propillityc no Competent. 24.70 - 38.00 Propillityc Competent. 38.00 - 41.65 Propillityc no Competent. 41.65 - 54.30 Propillityc Competent. 54.30 - 55.10 Propillityc no Competent. 55.10 - 59.65 Propillityc Competent. 59.65 - 66.90 Propillityc no Competent. 66.90 - 71.20 Propillityc Competent. 71.20 - 74.91 Propillityc no Competent. 74.91 - 76.70 Propillityc Competent. 76.70 - 77.43 Propillityc no Competent. 77.43 - 101.70 Propillityc Competent. 101.70 - 103.50 Propillityc no Competent. 103.50 - 106.10 Propillityc Competent. 106.10 - 107.25 Propillityc no Competent. 107.25 - 108.40 Propillityc Competent. 108.40 - 111.50 Propillityc no Competent. 111.50 - 135.40 Propillityc Competent. 135.40 - 150.00 Propillityc no Competent. 150.00 - 151.80 Propillityc Competent. 151.80 - 161.10 Propillityc no Competent. 161.10 - 168.00 Sílica Clay 3, 168.00 - 174.30 Masive Sílica.
LQGE-070	12740.454	26686.908	3625.056	0	145	VW16067@140.00m. VW16082@58.00m. LQMYIN11-02@143.50m.	00.00 - 60.75 USG. 60.75 - 62.23 Contact Zone. 62.23 - 78.15 Sílica Clay 2, 78.15 - 143.50 Sílica Alunite.
LQGE-071	12687.652	26583.843	3586.701	0	132.6	VW16065@109.5m. VW16080@71.5m. LQMYIN11-04@110.0m.	00.00 - 37.40 LSG. 37.40 - 39.00 Contact Zone. 39.00 - 41.60 Sílica Clay 2, 41.60 - 54.20 Propillityc no Competent. 54.20 - 54.55 Propillityc Competent. 54.55 - 57.70 Propillityc no Competent. 57.70 - 63.90 Sílica Clay 2, 63.90 - 67.60 Propillityc Competent. 67.60 - 68.90 Propillityc no Competent. 68.90 - 69.80 Propillityc Competent. 69.80 - 74.80 Sílica Clay 2, 74.80 - 76.60 Propillityc Competent. 76.60 - 78.90 Sílica Clay 2, 78.90 - 91.35 Propillityc no Competent. 91.35 - 95.60 Sílica Clay 2, 95.60 - 103.30 Propillityc no Competent. 103.30 - 108.60 Sílica Clay 2, 108.60 - 109.60 Sílica Clay 3, 109.60 - 121.50 Sílica Alunite. 121.50 - 122.20 Sílica Clay 2, 122.20 - 132.60 Sílica Alunite.
LQGE-073	12980.511	26477.296	3573.296	0	154.7	VW16069@149.20m. VW16072@76.00m. LQMYIN11-05@150.70m.	00.00 - 46.85 LSG. 46.85 - 48.65 Contact Zone. 48.65 - 96.20 Sílica Alunite. 96.20 - 99.00 Sílica Clay 2, 99.00 - 154.70 Sílica Alunite.
LQGE-072	12689.187	26612.399	3597.124	206°	229.85	VW15576@236.55m. VW15577@221.55m. VW16066@171.55m. VW116079@76.55m..	00.00 - 52.45 LSG. 52.45 - 56.05 Contact Zone. 56.05 - 56.95 Sílica Clay 2, 56.95 - 67.10 Propillityc no Competent. 67.10 - 82.90 Propillityc Competent. 82.90 - 84.67 Propillityc no Competent. 84.67 - 87.75 Propillityc Competent. 87.75 - 97.80 Propillityc no Competent. 97.80 - 102.25 Sílica Clay 2, 102.25 - 104.00 Propillityc no Competent. 104.00 - 105.00 Propillityc Competent. 105.00 - 107.60 Propillityc no Competent. 107.60 - 110.75 Propillityc Competent. 110.75 - 123.30 Propillityc no Competent. 123.30 - 130.65 Propillityc Competent. 130.65 - 132.20 Propillityc no Competent. 132.20 - 133.65 Sílica Clay 2, 133.65 - 139.77 Propillityc no Competent. 139.77 - 140.60 Propillityc Competent. 140.60 - 142.15 Propillityc no Competent. 142.15 - 151.25 Propillityc no Competent. 151.25 - 168.45 Propillityc no Competent. 168.45 - 175.15 Propillityc Competent. 175.15 - 176.95 Propillityc no Competent. 176.95 - 177.55 Sílica Clay 2, 177.55 - 184.05 Propillityc no Competent. 184.05 - 190.95 Sílica Clay 2, 190.95 - 192.95 Propillityc no Competent. 192.95 - 200.35 Sílica Clay 2, 200.35 - 208.25 Propillityc no Competent. 208.25 - 217.25 Sílica Clay 2, 217.25 - 221.95 Propillityc no Competent. 221.95 - 224.25 Sílica Clay 2, 224.25 - 227.30 Sílica Clay 3, 227.30 - 229.85 Sílica Clay 2, 229.85 - 241.45 Masive Sílica .
LQGE-074	12464.363	26718.159	3620.559	0	180.2	VW16511@175.30m. VW16524@96.30m. LQMYIN11-09@176.50m.	00.00 - 1.90 USG. 1.90 - 4.05 Contact Zone. 4.05 - 46.80 Propillityc no Competent. 46.80 - 47.80 Propillityc Competent. 47.80 - 50.45 Propillityc no Competent. 50.45 - 52.15 Propillityc Competent. 52.15 - 54.80 Propillityc no Competent. 54.80 - 62.00 Propillityc Competent. 62.00 - 68.80 Propillityc no Competent. 68.80 - 72.45 Propillityc Competent. 72.45 - 76.20 Propillityc no Competent. 76.20 - 85.90 Propillityc Competent. 85.90 - 87.90 Propillityc no Competent. 87.60 - 108.40 Propillityc Competent. 108.40 - 109.80 Propillityc no Competent. 109.80 - 110.35 Sílica Clay 2, 110.35 - 115.85 Propillityc no Competent. 115.85 - 121.60 Propillityc Competent. 121.60 - 125.90 Propillityc no Competent. 125.90 - 128.35 Propillityc Competent. 128.35 - 133.35 Propillityc no Competent. 133.35 - 134.15 Sílica Clay 2, 134.15 - 136.20 Propillityc no Competent. 136.20 - 140.05 Propillityc Competent. 140.05 - 143.45 Propillityc no Competent. 143.45 - 161.40 Sílica Clay 2, 161.40 - 180.20 Sílica Alunite
LQGE-075	12591.612	26413.910	3480.561	26°	135.8	VW16073@131.60m. VW16509@90.00m.	00.00 - 6.10 LSG. 6.10 - 6.80 Contact Zone. 6.80 - 10.60 Propillityc no Competent. 10.60 - 12.15 Propillityc Competent. 12.15 - 14.30 Propillityc no Competent. 14.30 - 18.15 Propillityc Competent. 18.15 - 22.30 Propillityc no Competent. 22.30 - 22.75 Sílica Clay 2, 22.75 - 30.80 Propillityc no Competent. 30.80 - 32.35 Propillityc Competent. 32.35 - 36.95 Propillityc no Competent. 36.95 - 38.80 Propillityc Competent. 38.80 - 40.20 Propillityc no Competent. 40.20 - 46.90 Propillityc Competent. 46.90 - 50.30 Propillityc no Competent. 50.30 - 55.00 Propillityc Competent. 55.00 - 58.75 Propillityc no Competent. 58.75 - 59.50 Propillityc Competent. 59.50 - 64.35 Propillityc no Competent. 64.35 - 65.95 Propillityc Competent. 65.95 - 70.00 Propillityc no Competent. 70.00 - 71.00 Propillityc Competent. 71.00 - 74.40 Propillityc no Competent. 74.40 - 76.20 Propillityc Competent. 76.20 - 91.50 Propillityc no Competent. 91.50 - 92.50 Sílica Clay 2, 92.50 - 102.42 Propillityc no Competent. 102.42 - 103.80 Propillityc Competent. 103.80 - 112.90 Propillityc no Competent. 112.90 - 117.15 Sílica Clay 2, 117.15 - 117.45 Sílica Clay 3, 117.45 - 118.50 Sílica Clay 2, 118.50 - 120.00 Sílica Clay 3, 120.00 - 122.20 Sílica Clay 2, 122.20 - 125.20 Sílica Clay 3, 125.20 - 127.90 Sílica Clay 2, 127.90 - 129.55 Sílica Clay 3, 129.55 - 130.00 Sílica Clay 2, 130.00 - 130.70 Propillityc no Competent. 130.70 - 135.80 Masive Sílica.
LQGE-064	12446.204	26617.795	3576.129	0	222.6	VW16525@196.50m. VW16522@141.50m. LQMYIN11-10@197.50m.	00.00 - 1.65 USG. 1.65 - 2.40 Contact Zone. 2.40 - 6.95 Propillityc no Competent. 6.95 - 9.25 Propillityc Competent. 9.25 - 24.85 Propillityc no Competent. 24.85 - 32.60 Propillityc Competent. 32.60 - 38.30 Propillityc no Competent 38.30 - 43.10 Propillityc Competent. 43.10 - 44.60 Sílica Clay 2, 44.60 - 50.70 Propillityc no Competent. 50.70 - 86.50 Propillityc Competent. 86.50 - 88.00 Propillityc no Competent. 88.00 - 93.45 Propillityc Competent. 93.45 - 96.00 Propillityc no Competent. 96.00 - 97.25 Sílica Clay 2, 97.25 - 100.10 Propillityc Competent. 100.10 - 101.90 Propillityc no Competent. 101.90 - 107.00 Propillityc Competent. 107.00 - 109.90 Propillityc no Competent. 109.90 - 112.40 Propillityc Competent. 112.40 - 115.45 Propillityc no Competent. 115.45 - 119.30 Propillityc Competent. 119.30 - 136.70 Propillityc no Competent. 136.70 - 153.20 Propillityc Competent. 153.20 - 154.70 Propillityc no Competent. 154.70 - 158.20 Propillityc Competent. 158.20 - 159.50 Propillityc no Competent. 159.50 - 180.80 Propillityc Competent. 180.80 - 186.00 Propillityc no Competent. 186.00 - 204.90 Sílica Clay 2, 204.90 - 205.80 Sílica Clay 1, 205.80 - 222.60 Sílica Clay 3.
LQGE-067	12734.095	26265.796	3478.171	0	194.4	VW16076@189.90m. VW16074@179.30m. VW16068@123.90m. LQMYIN11-11@191.60m.	00.00 - 1.00 USG. 1.00 - 2.20 Contact Zone. 2.20 - 15.05 Propillityc Competent. 15.05 - 17.65 Propillityc no Competent. 17.65 - 27.50 Propillityc Competent. 27.50 - 36.20 Propillityc no Competent. 36.20 - 39.20 Propillityc Competent. 39.20 - 40.80 Propillityc no Competent. 40.80 - 43.10 Propillityc Competent. 43.10 - 46.20 Propillityc no Competent. 46.20 - 51.95 Propillityc Competent. 51.95 - 58.70 Propillityc no Competent. 58.70 - 66.60 Propillityc Competent. 66.60 - 68.70 Propillityc no Competent. 68.70 - 75.60 Propillityc Competent. 75.60 - 76.40 Sílica Clay 2, 76.40 - 82.85 Propillityc no Competent. 82.85 - 83.60 Sílica Clay 2, 83.60 - 86.80 Propillityc no Competent. 86.80 - 87.45 Sílica Clay 2, 87.45 - 88.26 Propillityc Competent. 88.26 - 91.80 Propillityc no Competent. 91.80 - 100.85 Propillityc Competent. 100.85 - 104.68 Sílica Clay 2, 104.68 - 153.65 Sílica Alunite. 153.65 - 157.60 Sílica Clay 3, 157.60 - 170.30 Sílica Alunite. 170.30 - 182.40 Sílica Clay 3, 182.40 - 194.40 Sílica Alunite.

Fuente: Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

TABLA 5.4. FORMATO DE MAPEO DE CELDAS USADO EN EL MAPEO DE LA PARED NORTE

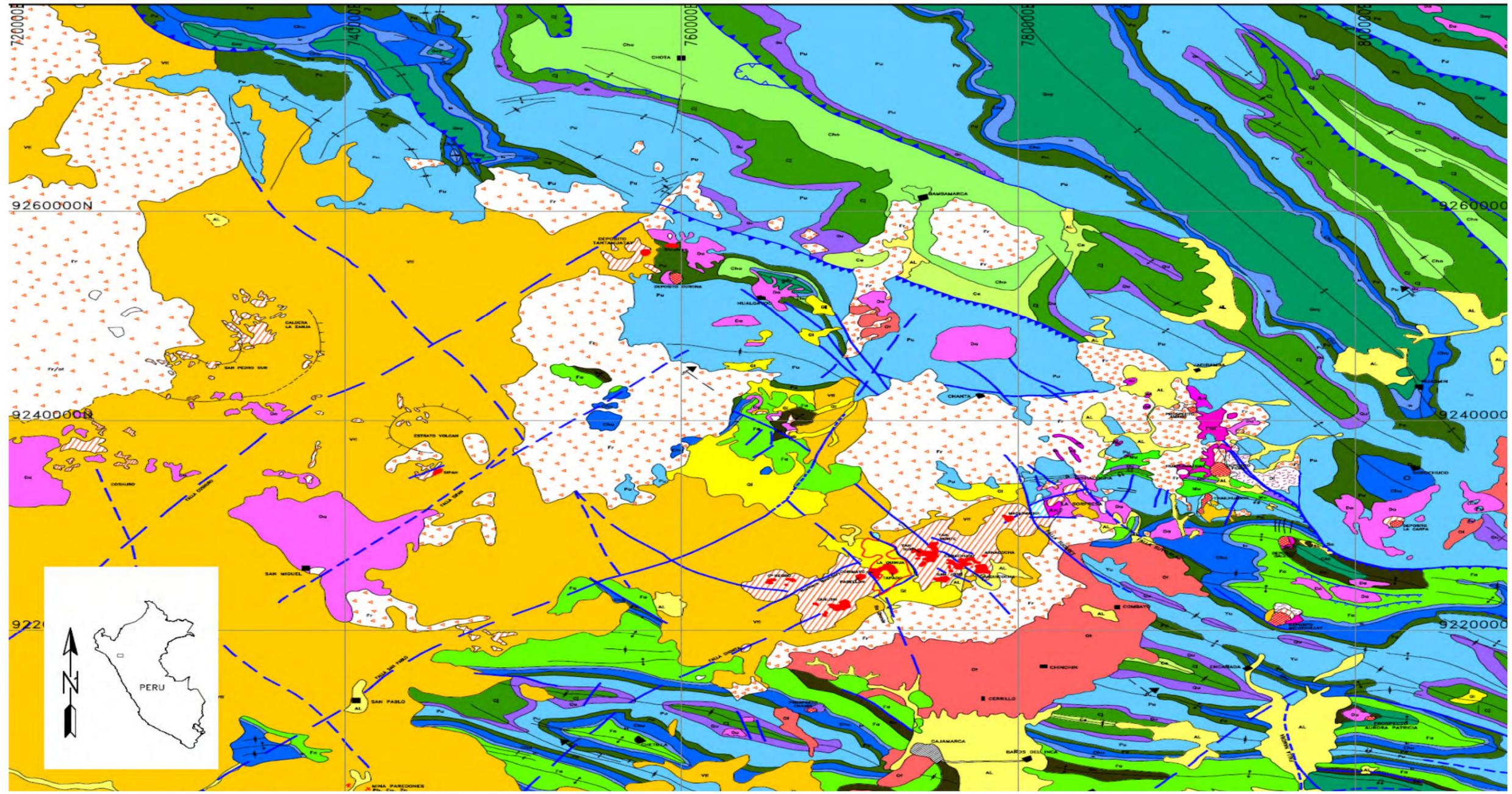
FORMATO DE MAPEO DE CELDAS																INGENIERIA MINA DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA							
Pit	Pared	Fase	BANCO				CELDA		PUNTO DE CONTROL			MAPEADO POR:	FECHA	PAG.									
			N°	Azimut	BFA	Alteración	N°	Largo	Este	Norte	Elevación												
EL TAPADO	Norte	II	3444	102°	55°	PROPLITICO	1	30 m	12460	26347	3444	M.N.M	25/02/2009	1									
N°	Tipo	Alter. Roca	Dist (m)	N° Estructuras	Direc Buzam (°)	Buzam (°)	Persistencia (m)	Terminación	Resistencia Roca	Abertura	Resistencia Relleno	Alteración	Rugosidad	Ondulación	Agua	DEFINICIONES							
																TIPO DE ESTRUCTURA				RELLENO			
1	JS	PROP	2	4	168	75	2	2	R3	3	S2	3	4	2	2	FRACTURA	F	ZONA DE CIZALLA	SZ	NINGUNO	1	EXPANSIVO < 5mm	4
2	JS	PROP	6	6	170	69	1	1	R2	2	S6	3	3	2	1	SET DE FRACTURAS	JS	DIQUE	Dk	NO EXPANSIVO < 5r	2	EXPANSIVO > 5mm	5
3	JS	PROP	12	3	300	70	2	1	R2	3	S2	4	5	2	1	FALLA	FT	CONTACTO	C	NO EXPANSIVO > 5r	3		
4	JS	PROP	16	3	303	72	2	3	R3	2	S1	3	3	2	1								
5	C	PROP	18	5	210	56	1	3	R3	2	S1	2	3	2	1								
6	F	PROP	20	4	205	69	3	2	R3	2	S4	2	3	2	1								
7	JS	PROP	22	3	180	45	2	2	R3	3	S4	2	4	2	1								
8	JS	PROP	24	7	260	56	3	2	R3	3	S3	2	2	2	1								
9	JS	PROP	30	5	150	75	4	2	R3	3	S2	2	3	2	1								
10																							
11																							
12																							
13																							
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							
21																							
22																							
23																							
24																							
25																							
26																							
27																							
28																							
29																							
30																							
31																							
32																							
33																							
34																							
35																							
																TERMINACION							
																ALTERACION DE ESTRUCTURA							
																RESISTENCIA DE CAMPO							
																RUGOSIDAD							
																ABERTURA							
																ONDULACION							
																CONDICION DE AGUA							
																GRAFICO DE ESTRUCTURAS PRINCIPALES							

Fuente: Base de Datos del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha.

TABLA 7.4. ENSAYOS TRIAXIALES PARA MUESTRAS DE SUELO O COMO SUELO, RECOLECTADAS EN LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DEL 2008.

TALADRO	FECHA	NÚMERO DE MUESTRA	ESTRATIGRAFÍA	UNIDAD GEOTÉCNICA	TIPO DE MUESTRA	INTERVALO DE PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD %		PESO UNITARIO INICIAL (KN/m ³)		PESO UNITARIO FINAL (KN/m ³)		GRAVEDAD ESPECÍFICA ASUMIDA	μ (KPa)	ESFUERZOS PRINCIPALES A LA FALLA PICO (KPa)				GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %		USCS	LL %	PL %	PI %	ENSAYO TRIAXIAL (PICO)				ENSAYO TRIAXIAL (p'-q') (PICO)			PRESIÓN DE POROS	CÍRCULOS DE MHOR			
							Initial	Final	Wet	Dry	Wet	Dry			σ ₁ (KPa)	σ ₁ ' (KPa)	σ ₃ (KPa)	σ ₃ ' (KPa)			Total						Effective		Effective		PARAMETROS DE SKEMPTON							
							c (KPa)	φ (*)	c (KPa)	φ (*)	p' (KPa)	q (KPa)			p (KPa)	q (KPa)	B	B*			B																	
LQ-MY-BH-08-16	29-sep-08	T1A	BEDROCK	ARGILLIC	U	7.00-7.20	5.40	5.70	24.9	25.2	24.0	24.0	2.65	17.7	39.8	17.6	24.9	SC-SM	19	13	6	9	27	15	33	221	528	250	250	0.99	1.00	0.98	1.00	0.98	1.00	0.98	1.00	0.98

Fuente: "Long and Short Term Stabilization Design-La Quinua and El Tapado North Wall Design, Yacocha Internal Report, 2009.



Fuente: Reporte Interno del Área de Geología de Minera Yanacocha.

LEYENDA

CUATERNARIO

- AL Depósitos Aluviales y coluviales
- GL Depósitos glaciales y morrenicos

UNIDADES VOLCÁNICAS

VOLCANICO Terciario SUPERIOR

- V. Fralones
- V. Otuzco

VOLCANICO Terciario INFERIOR

- V. Regalado
- V. Yanacocha
- V. San Pablo - Ujama

CRETACEO SUPERIOR

- F. Chota
- F. Celendin

CRETACEO MEDIO

- F. Cajamarca
- F. Quilqainan
- F. Mujarrun
- F. Yumagual
- F. Parlatambo
- F. Chulec
- F. Inca

CRETACEO INFERIOR

- F. Farrat
- F. Santa - Carhuaz
- F. Chimu

ROCAS INTRUSIVAS

- Riodosita
- Andesita
- Pórfido Dacita
- Microgranodiorita - PQF
- Diorita

ESTRUCTURAS

- Rumbo y buz de capas
- Contacto conocido / inferido
- Eje de Anticlinales: Normal e invertido
- Eje de Sinclinales: Normal e invertido
- Plunge de plegues
- Falla conocida / inferida
- Falla inversa / Sobrecubrimiento
- Dirección de coladas tectónicas
- Centro eruptivo
- Pórfido con mineralización Au-Cu(Mo)
- Zona con alteración Hidrotermal
- Depositos epitermales con mineralización Au-Ag
- Vetas y mantos con metales bases: Zn-Pb-As-Cu
- Caldera Volcanica
- Zona de Marmal y Skarn debil

SIMBOLOS

- Ríos y Odas. Principales
- Centro Poblado
- Accesos
- Lagunas
- Línea de Sección

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

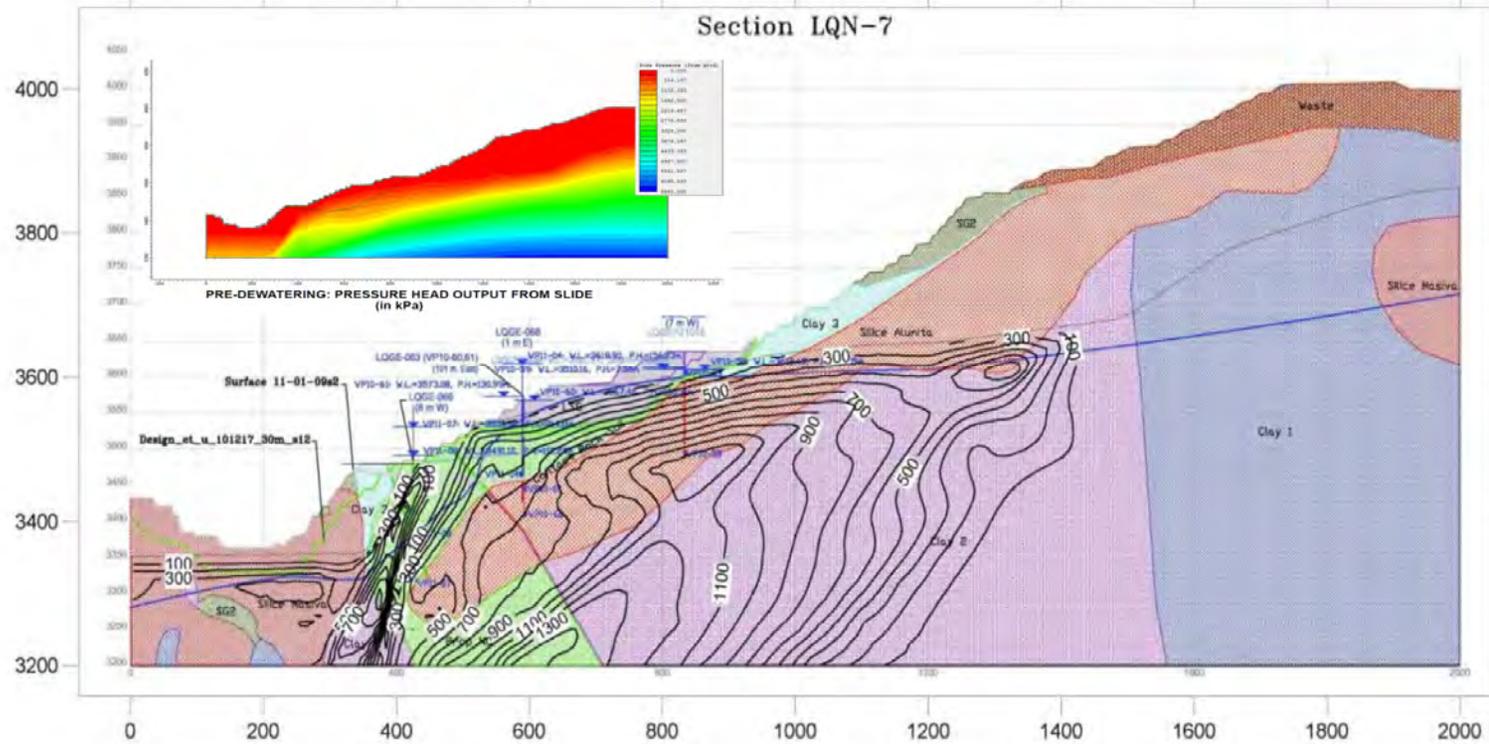
"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTENSIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

TÍTULO

PLANO GEOLÓGICO REGIONAL DEL DISTRITO MINERO YANACOCHA

COMPLILADO POR: G. BECERRA 12-nov-11 **FIGURA 4.1**

FIGURAS



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

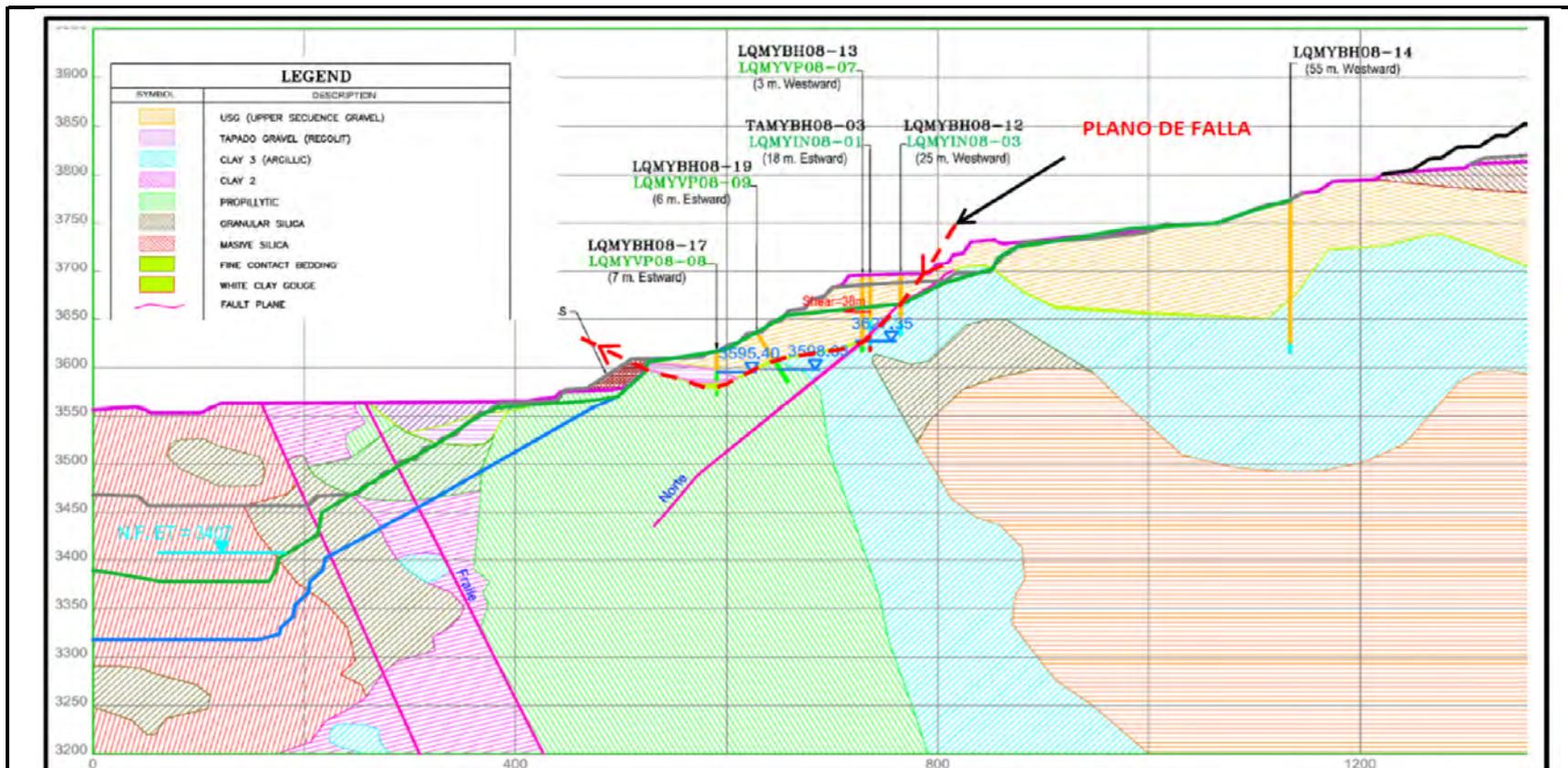
TÍTULO

SECCIÓN "7" MOSTRANDO LA ALTA CONCENTRACIÓN DE PRESIÓN DE POROS EN LA PARED NORTE. MODELADO CON EL SOFTWARE FEE FLOW

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 8.2



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

LEYENDA

SYMBOL	DESCRIPTION
	USG (UPPER SEQUENCE GRAVEL)
	TAPADO GRAVEL (REGOLIT)
	CLAY 3 (ARGILLIC)
	CLAY 2
	PROPILLYTIC
	GRANULAR SILICA
	MASIVE SILICA
	FINE CONTACT BEDDING
	WHITE CLAY GOUGE
	FAULT PLANE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

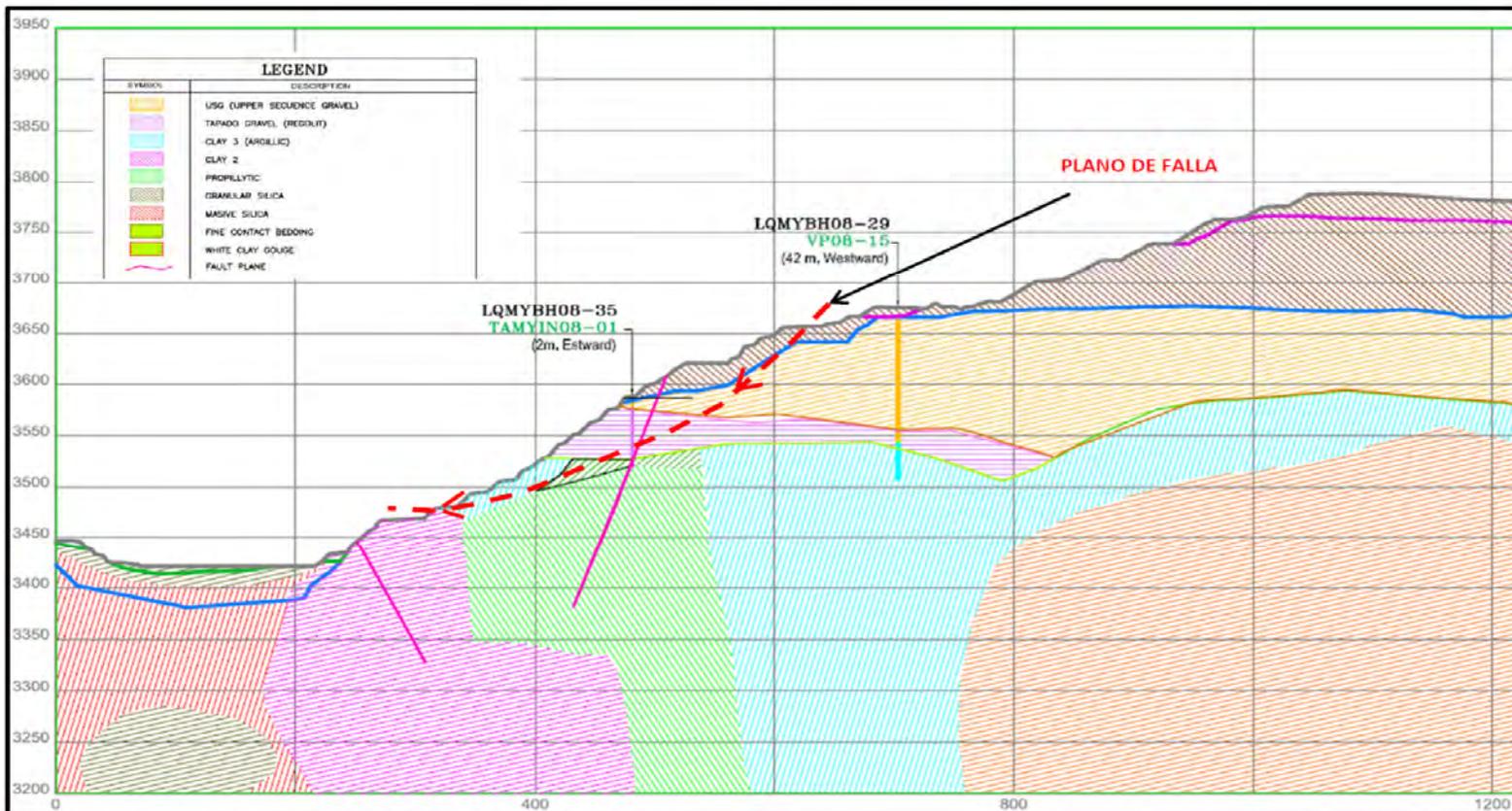
TÍTULO

SECCIÓN N MOSTRANDO EL PLANO DE FALLA PRINCIPAL, RESTRINGIDO AL CONTACTO ROCA.SUELO (WITHE CLAY GOUGE) REPRESENTATIVO DEL BLOQUE ESTE DE LA INESTBALIDAD DEL 2008

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 10.1



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

LEYENDA

SYMBOL	DESCRIPTION
	USG (UPPER SEQUENCE GRAVEL)
	TAPADO GRAVEL (REGOLIT)
	CLAY 3 (ARGILLIC)
	CLAY 2
	PROPILLYTIC
	GRANULAR SILICA
	MASIVE SILICA
	FINE CONTACT BEDDING
	WHITE CLAY GOUGE
	FAULT PLANE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

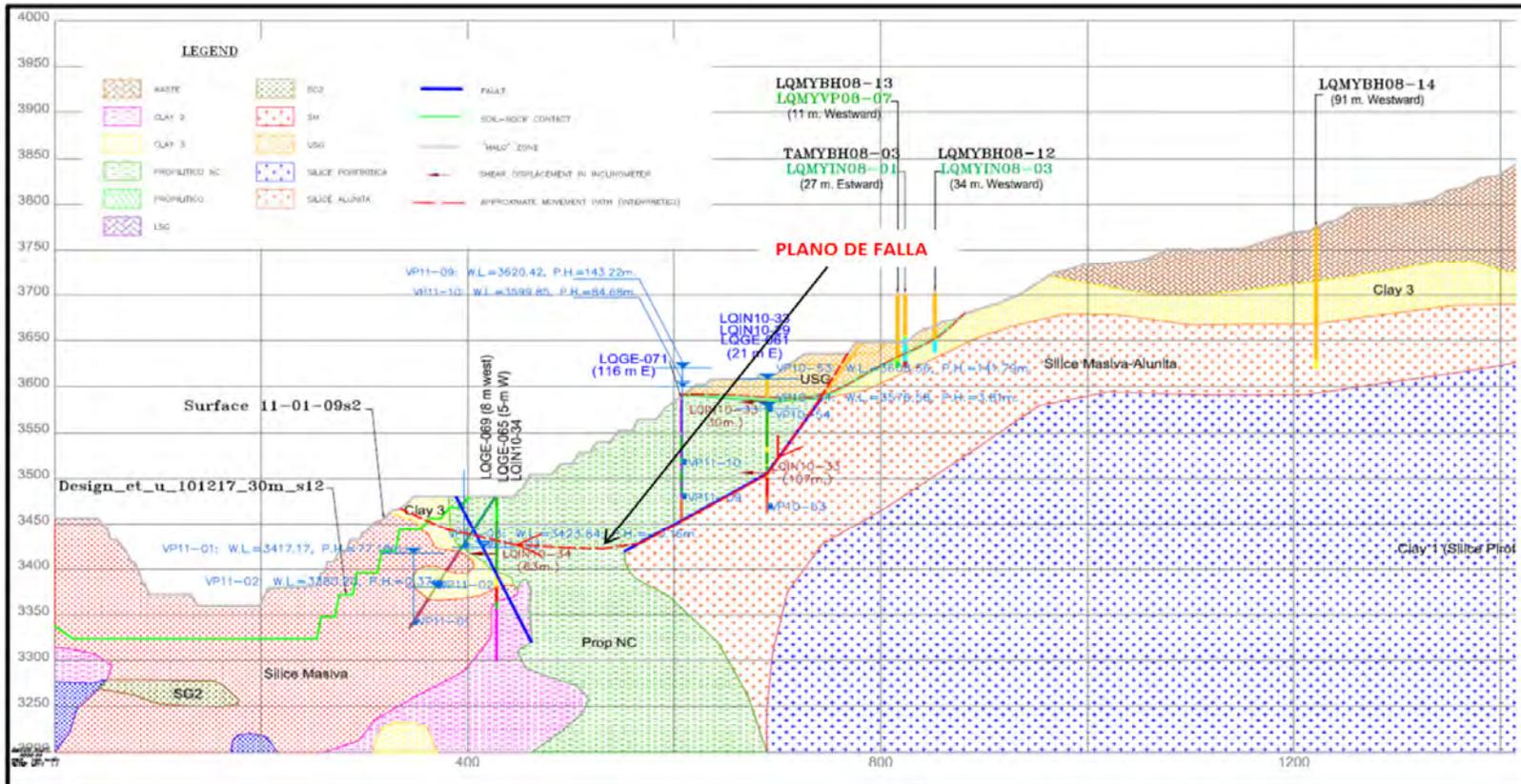
TÍTULO

SECCIÓN "D" MOSTRANDO EL PLANO DE FALLA PRINCIPAL, CIRCULAR ATRVEZANDO GRAVAS Y BASAMENTO ARGÍLICO, REPRESENTATIVO DEL BLOQUE OESTE DE LA INESTABILIDAD DEL 2008

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 10.2



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

LEYENDA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

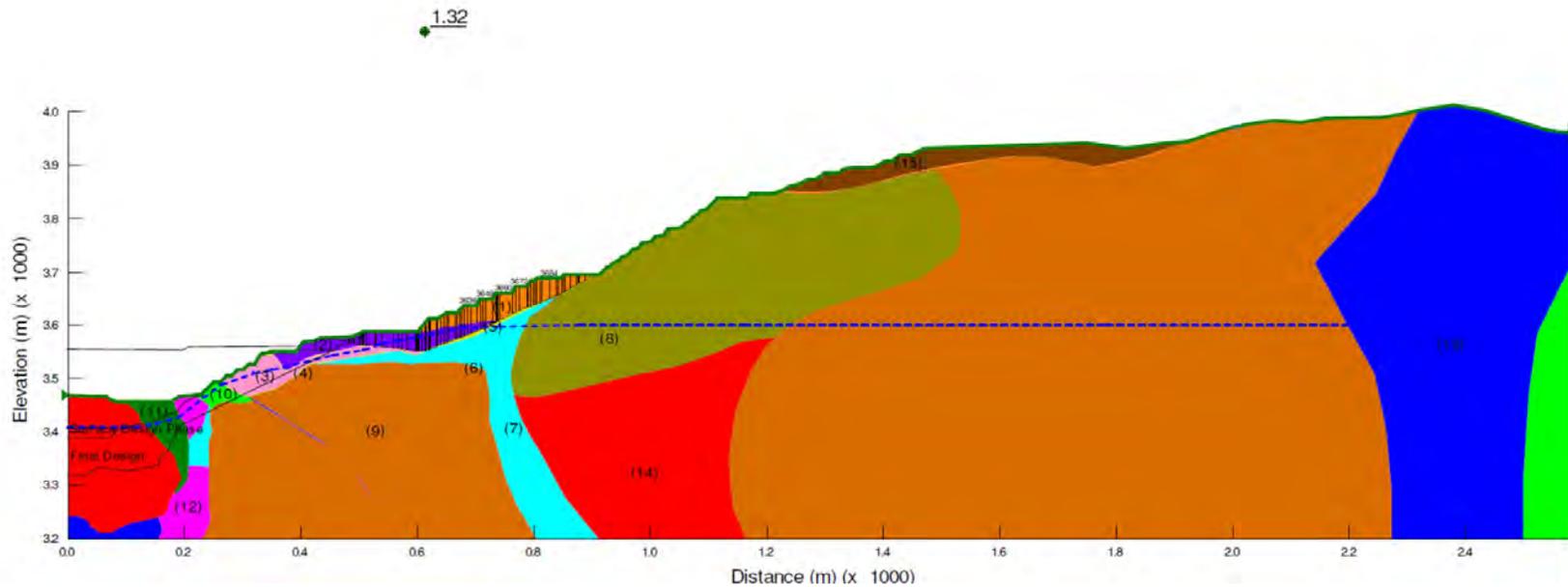
TÍTULO

SECCIÓN "LQN-03" MOSTRANDO EL PLANO DE FALLA PRINCIPAL, CIRCULAR ATRVZANDO GRAVAS Y BASAMENTO ARGÍLICO, REPRESENTATIVO DEL BLOQUE OESTE DE LA INESTBALIDAD DEL 2010.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 10.3



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
Upper Sec. Gravels		33°	0	Silica Alunite		Función de Corte	
Tapado Gravels		39°	0	Competent Prop		Función de Corte	
Fine Cont Bedding		22°	0	Non Comp Prop		34°	0
Withe Clay Gouge		20°	0	Silica Clay 1		Función de Corte	
Fault Plane Gouge		20°	0	Silica		Función de Corte	
Argillic		30°	15 Kpa	Waste		33°	0
Silica Granular		Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

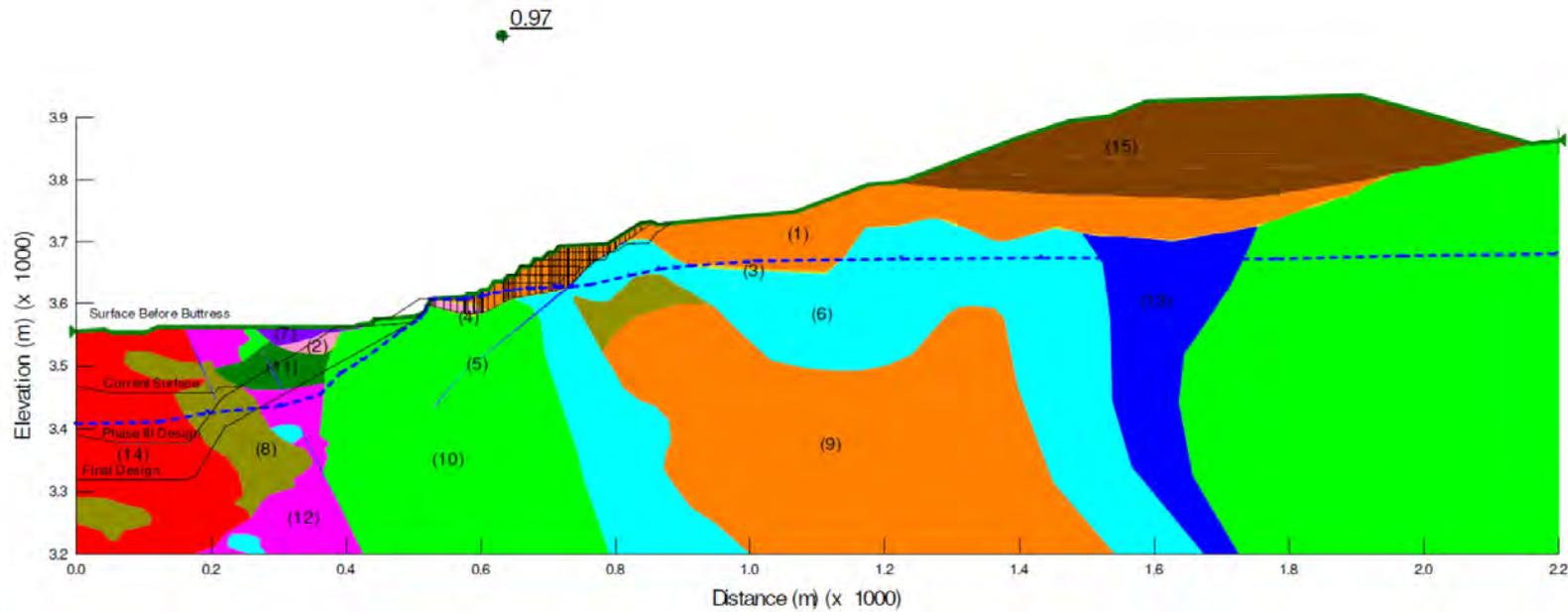
TÍTULO

RETRO-ANÁLISIS DE LA SECCIÓN J, MOSTRANDO UN FS MAYOR A 1.2, DEBIDO A QUE ESTA FUERA DEL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA ZONA INESTABLE DEL BLOQUE ESTE.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.2



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

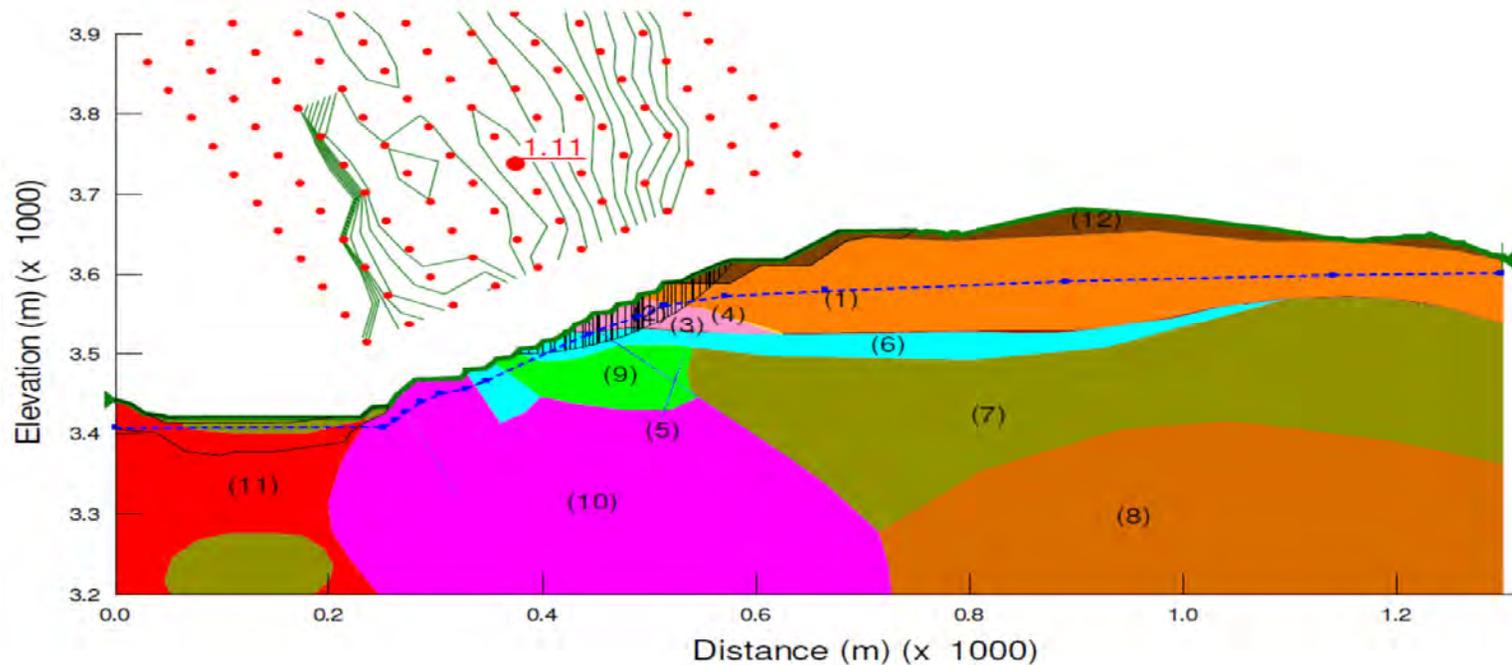
TÍTULO

RETRO-ANÁLISIS DE LA SECCIÓN N. MOSTRADO UN FS ALREDEDOR DE 1.0, REPRESENTA LAS CONDICIONES INESTABLES DEL BLOQUE ESTE, EN JUNIO DEL 2008.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.3



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
Upper Sec. Gravels		33°	0	Silica Alunite		Función de Corte	
Tapado Gravels		39°	0	Competent Prop		Función de Corte	
Fine Cont Bedding		22°	0	Non Comp Prop		34°	0
Withe Clay Gouge		20°	0	Silica Clay 1		Función de Corte	
Fault Plane Gouge		20°	0	Silica		Función de Corte	
Argillic		30°	15 Kpa	Waste		33°	0
Silica Granular		Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

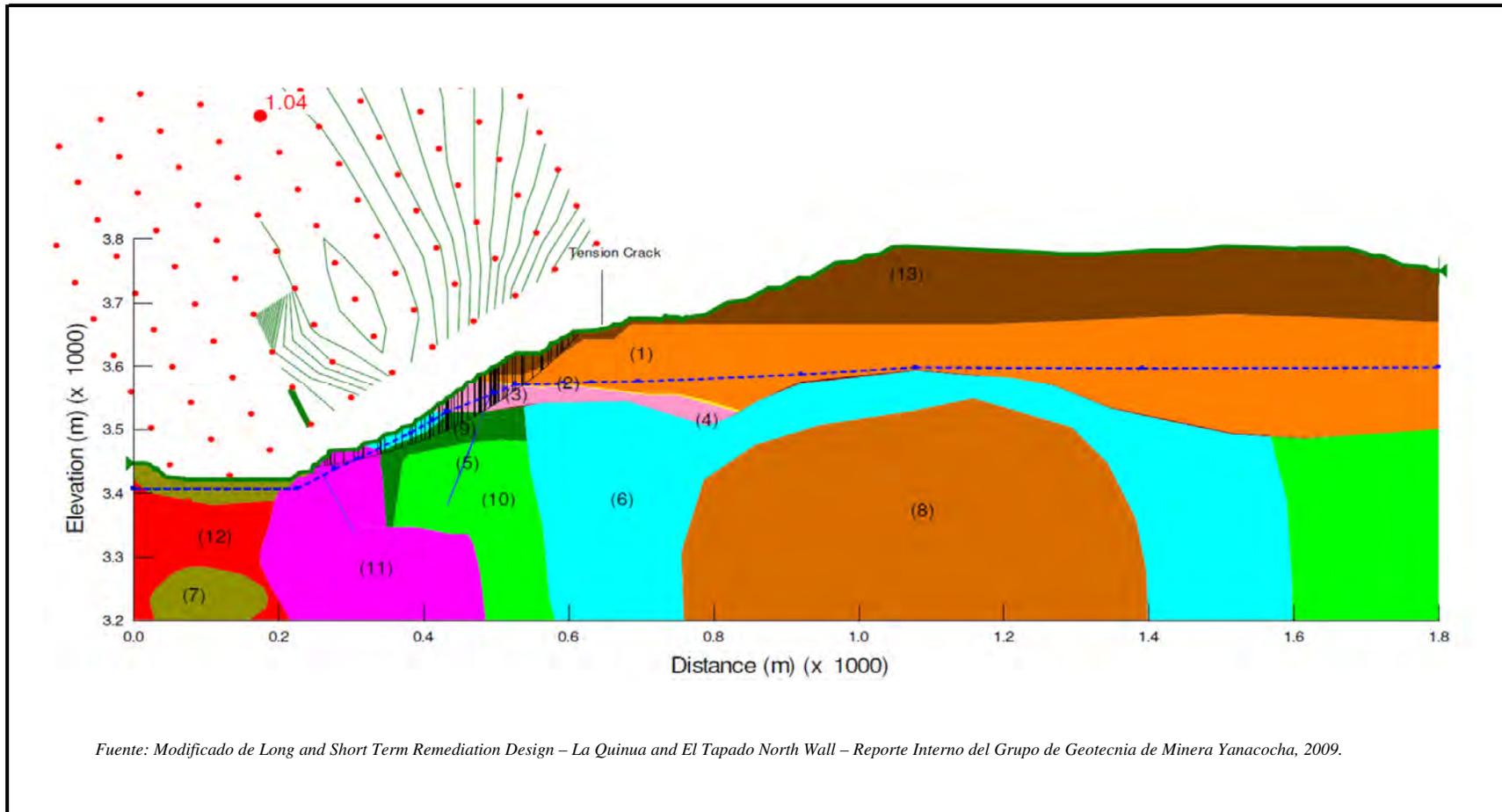
TÍTULO

RETRO-ANÁLISIS DE LA SECCIÓN B, MOSTRANDO UN FS MAYOR A 1.1, DEBIDO A QUE ESTA FUERA DEL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA ZONA INESTABLE DE LA PARED NORTE EN LA INESTABILIDAD DEL 2008.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.4



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

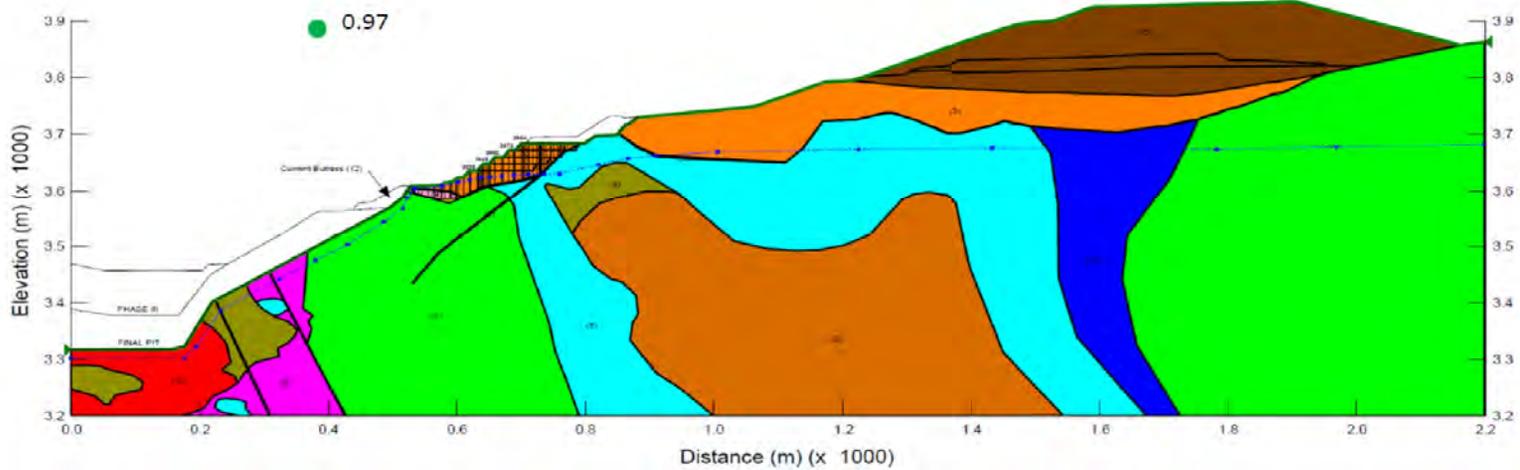
TÍTULO

RETRO-ANÁLISIS DE LA SECCIÓN D, MOSTRANDO UN FS ALREDEDOR DE 1.0, REPRESENTA LAS CONDICIONES INESTABLES DE LA PARED NORTE EN EL AÑO 2008

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.5



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
Upper Sec. Gravels		33°	0	Silica Alunite		Función de Corte	
Tapado Gravels		39°	0	Competent Prop		Función de Corte	
Fine Cont Bedding		22°	0	Non Comp Prop		34°	0
Withe Clay Gouge		20°	0	Silica Clay 1		Función de Corte	
Fault Plane Gouge		20°	0	Silica		Función de Corte	
Argillic		30°	15 Kpa	Waste		33°	0
Silica Granular		Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

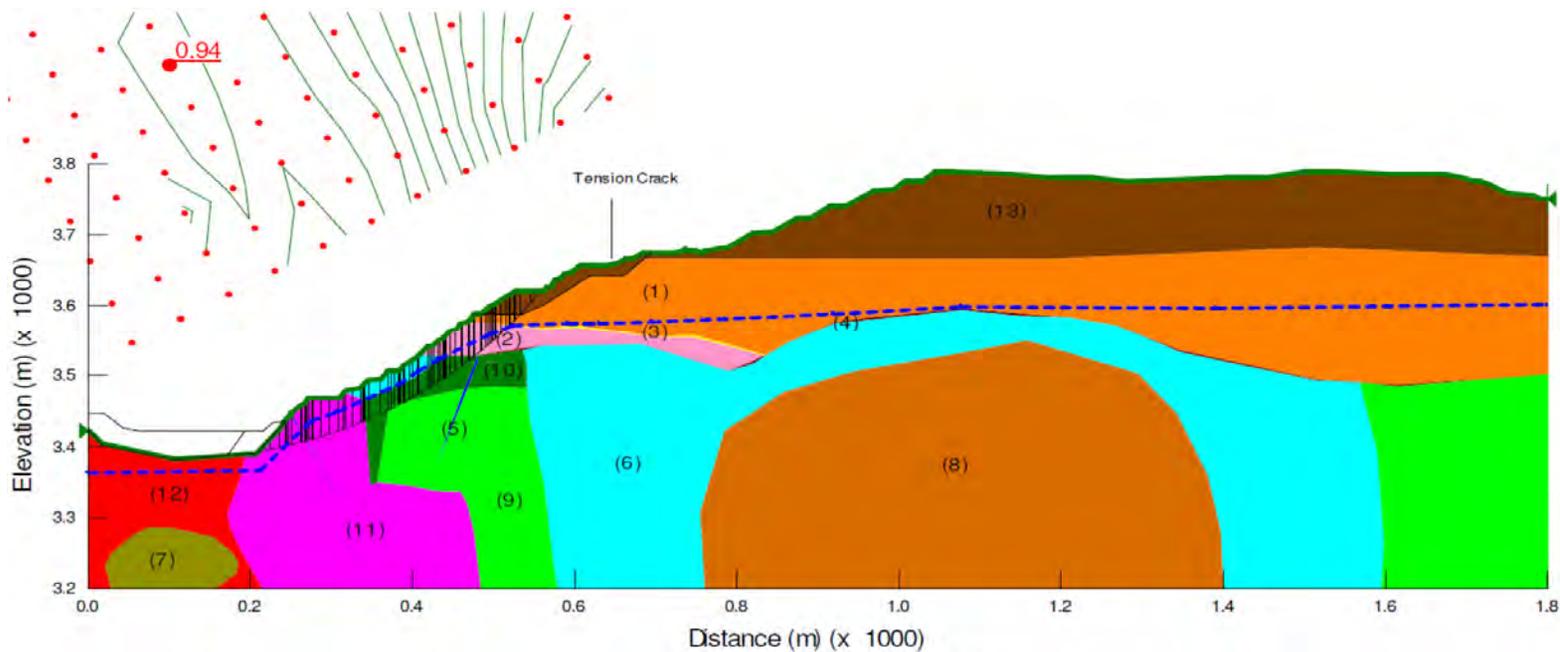
TÍTULO

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA SECCIÓN N A DISEÑO FINAL, MUESTRA UN FS MENOR A 1.0, LO QUE INDICA QUE EL DISEÑO DEBE SER REVISADO PARA IMPLEMENTAR UN DISEÑO DE ESTABILIZACIÓN.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.6



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

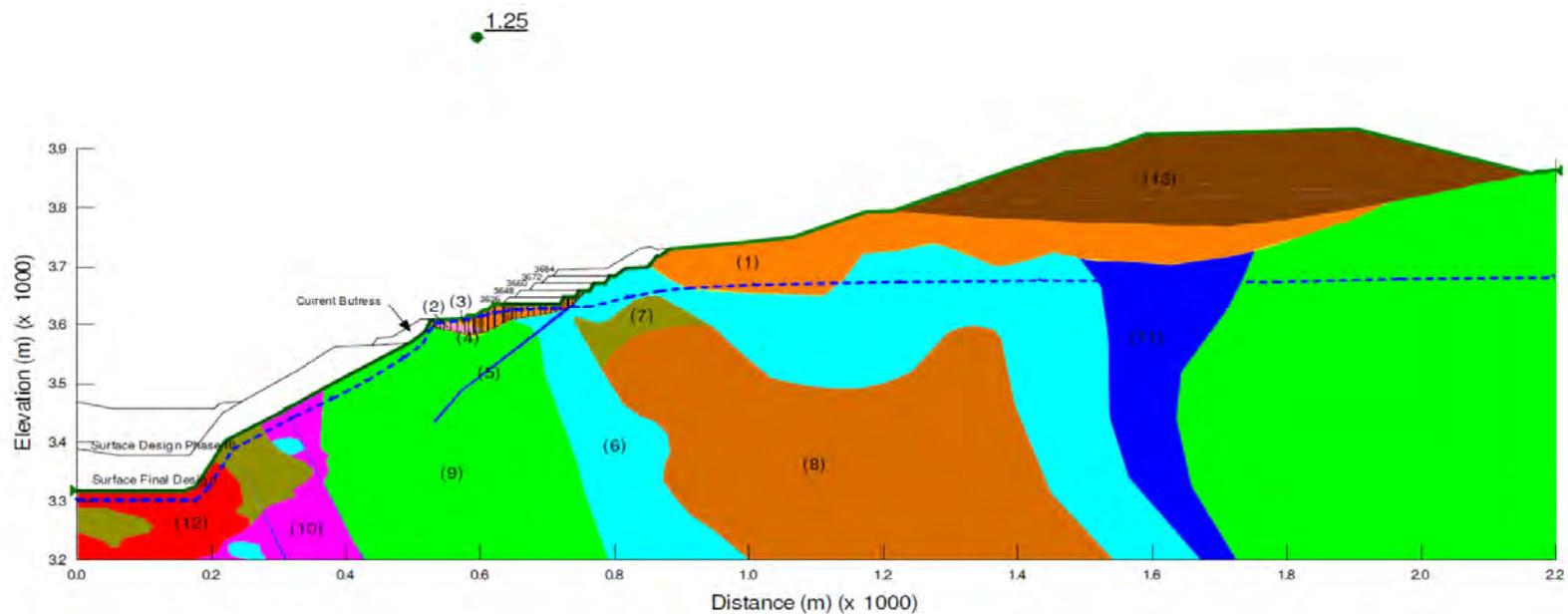
TÍTULO

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA SECCIÓN D A DISEÑO FINAL, MUESTRA UN FS MENOR A 1.0, LO QUE INDICA QUE EL DISEÑO DEBE SER REVISADO PARA IMPLEMENTAR UN DISEÑO DE ESTABILIZACIÓN.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.7



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
Upper Sec. Gravels		33°	0	Silica Alunite		Función de Corte	
Tapado Gravels		39°	0	Competent Prop		Función de Corte	
Fine Cont Bedding		22°	0	Non Comp Prop		34°	0
Withe Clay Gouge		20°	0	Silica Clay 1		Función de Corte	
Fault Plane Gouge		20°	0	Silica		Función de Corte	
Argillic		30°	15 Kpa	Waste		33°	0
Silica Granular		Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

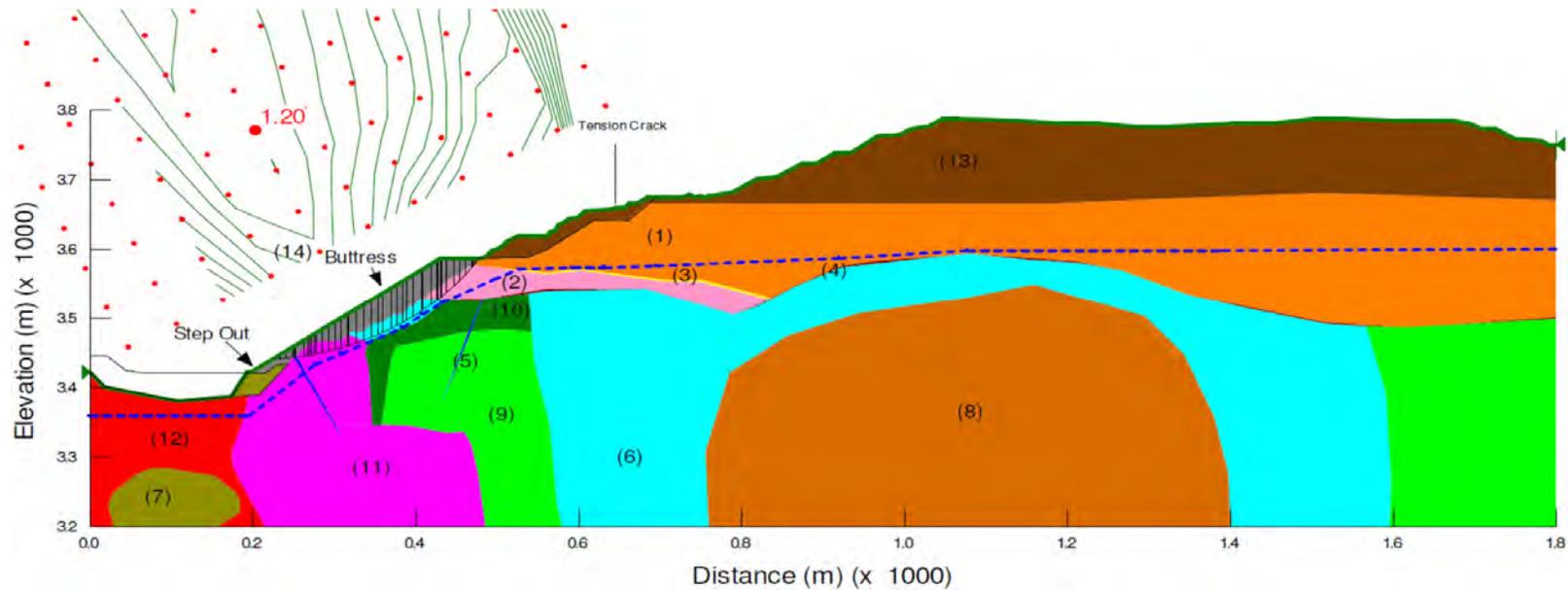
TÍTULO

ALTERNATIVA DE ESTABILIZACIÓN PARA LA SECCIÓN N; REPRESENTATIVA DEL BLOQUE ESTE; QUE CONSTA DE DESCARGAR 4 BANCOS, E INCREMENTA EL FS POR ENCIMA DE 1.2.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.8



Fuente: Modificado de Long and Short Term Remediation Design – La Quinua and El Tapado North Wall – Reporte Interno del Grupo de Geotecnia de Minera Yanacocha, 2009.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

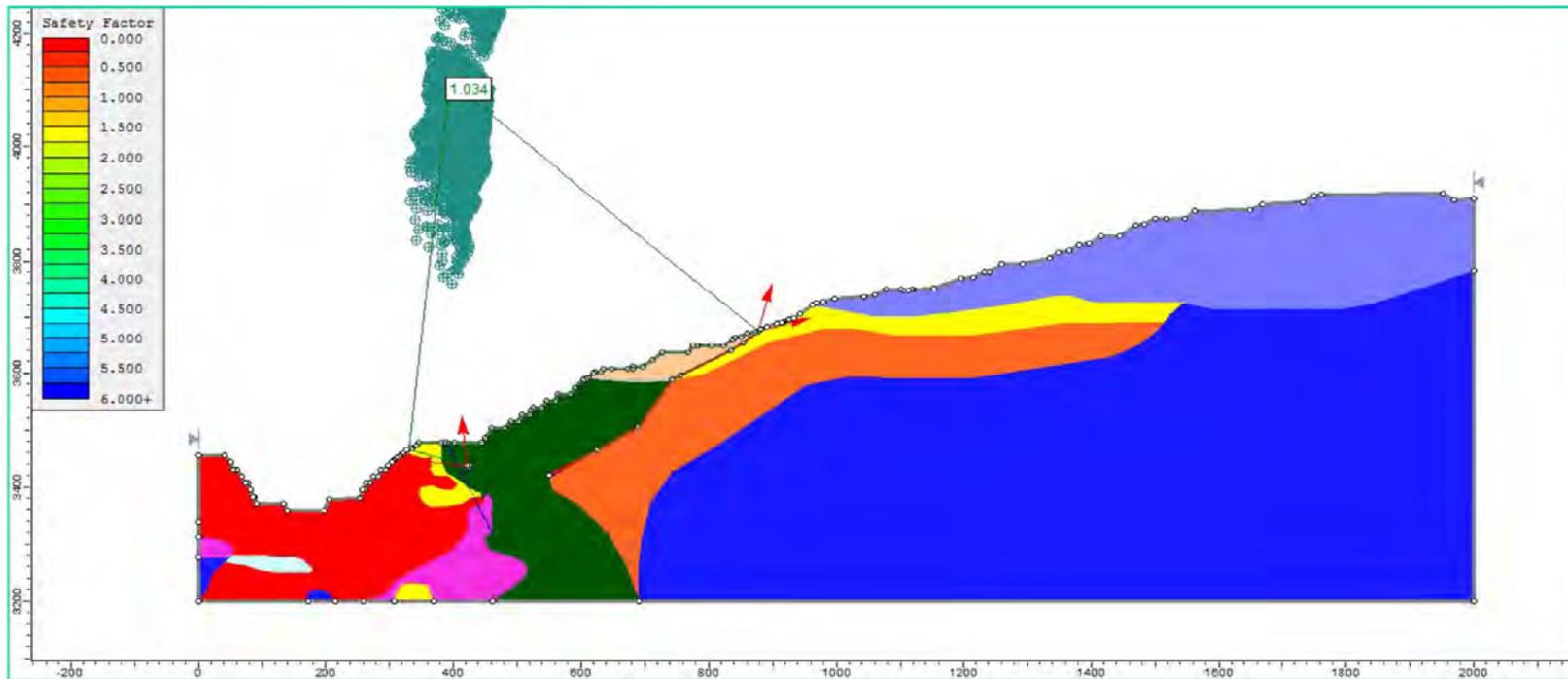
TÍTULO

ALTERNATIVA DE ESTABILIZACIÓN PARA LA SECCIÓN D; REPRESENTATIVA DEL BLOQUE OESTE; QUE CONSTA DE COLOCAR UN CONTRAFUERTE Y UN STEPOUT, E INCREMENTA EL FS A 1.2.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.9



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

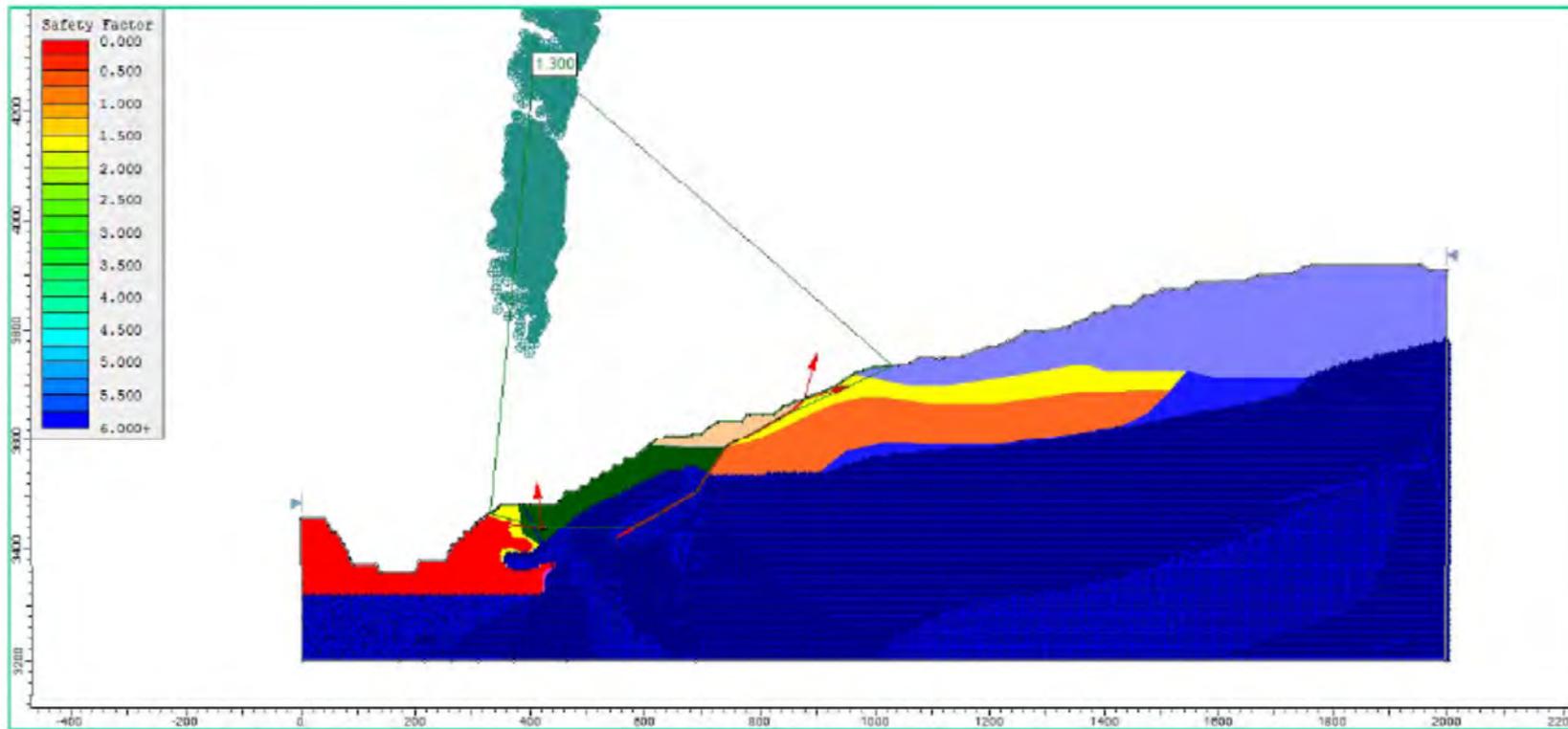
TÍTULO

RETRO-ANÁLISIS DE LA SECCIÓN LQN-03, MOSTRANDO UN FS ALREDEDOR DE 1.0, REPRESENTA LAS CONDICIONES INESTABLES A FINALES DEL 2010.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.11



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

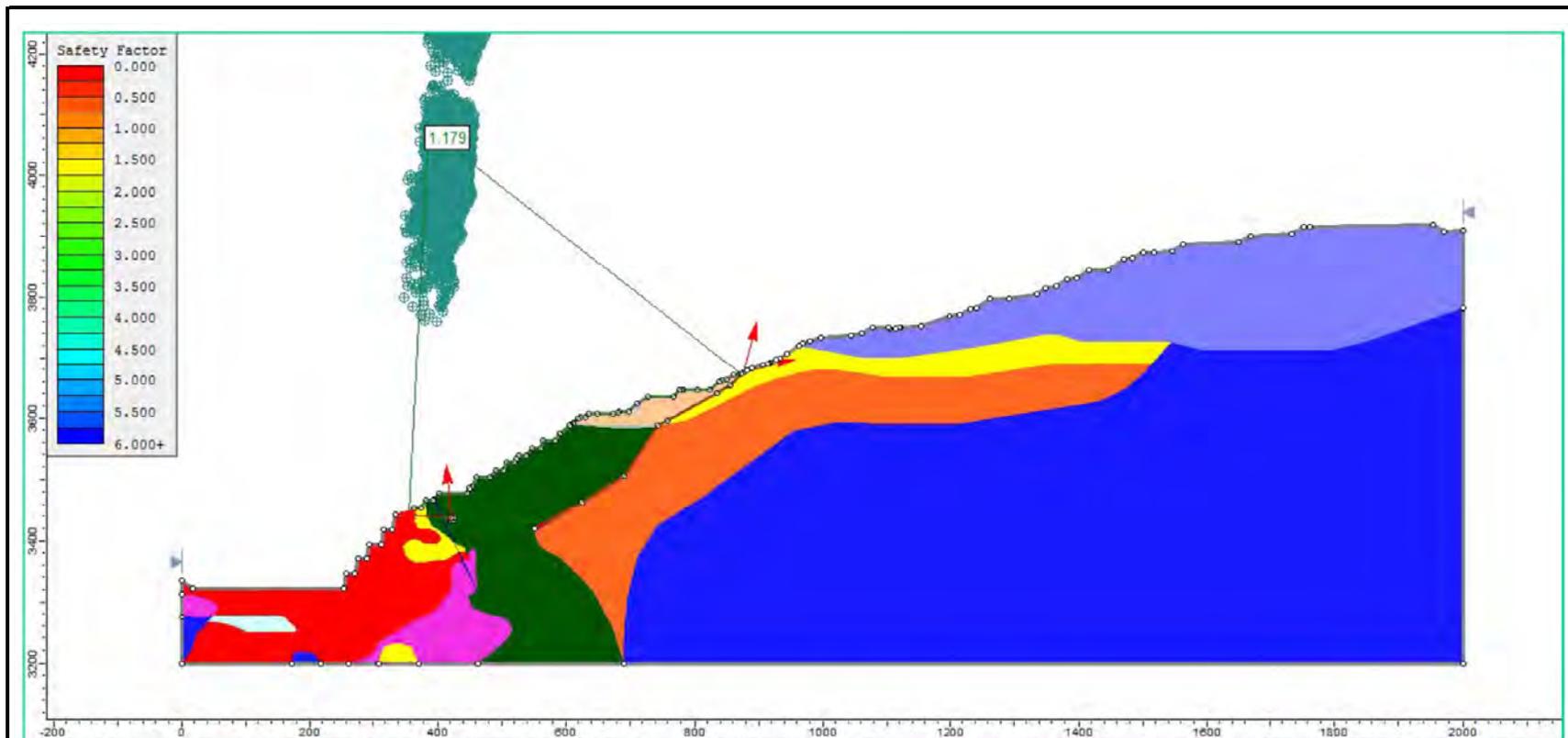
TÍTULO

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA SECCIÓN LQN-03, SIMULANDO LA DEPRESURIZACIÓN DEL ACUIFERO, CON LA TOPGRAFÍA A FINES DEL 2010, EL FACTOR DE SGURIDAD SE INCREMENTA CONSIDERABLEMENTE.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.12



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.

MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN	MATERIAL	PESO UNITARIO	FRICCIÓN	COHESIÓN
	Upper Sec. Gravels	33°	0		Silica Alunite	Función de Corte	
	Tapado Gravels	39°	0		Competent Prop	Función de Corte	
	Fine Cont Bedding	22°	0		Non Comp Prop	34°	0
	Withe Clay Gouge	20°	0		Silica Clay 1	Función de Corte	
	Fault Plane Gouge	20°	0		Silica	Función de Corte	
	Argillic	30°	15 Kpa		Waste	33°	0
	Silica Granular	Función de Corte					



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

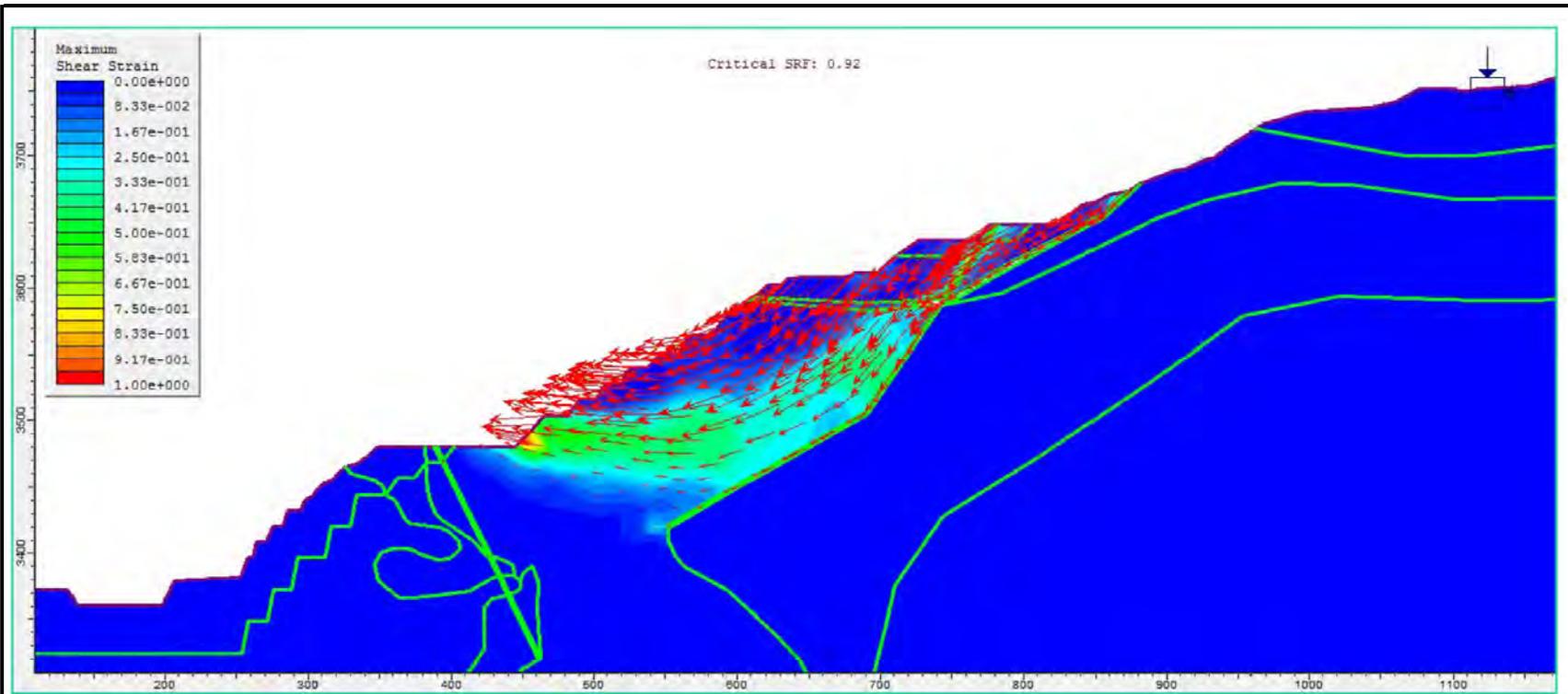
TÍTULO

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA SECCIÓN LQN-03, CON EL PERFIL A DISEÑO FINAL Y SIMULANDO CONDICIONES DEPRESURIZADAS, SE OBSERVA UN FS ALREDEDOR DE 1.2 LO CUAL EVIDENCIA LA EFECTIVIDAD DE ESTA OPCIÓN.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.13



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

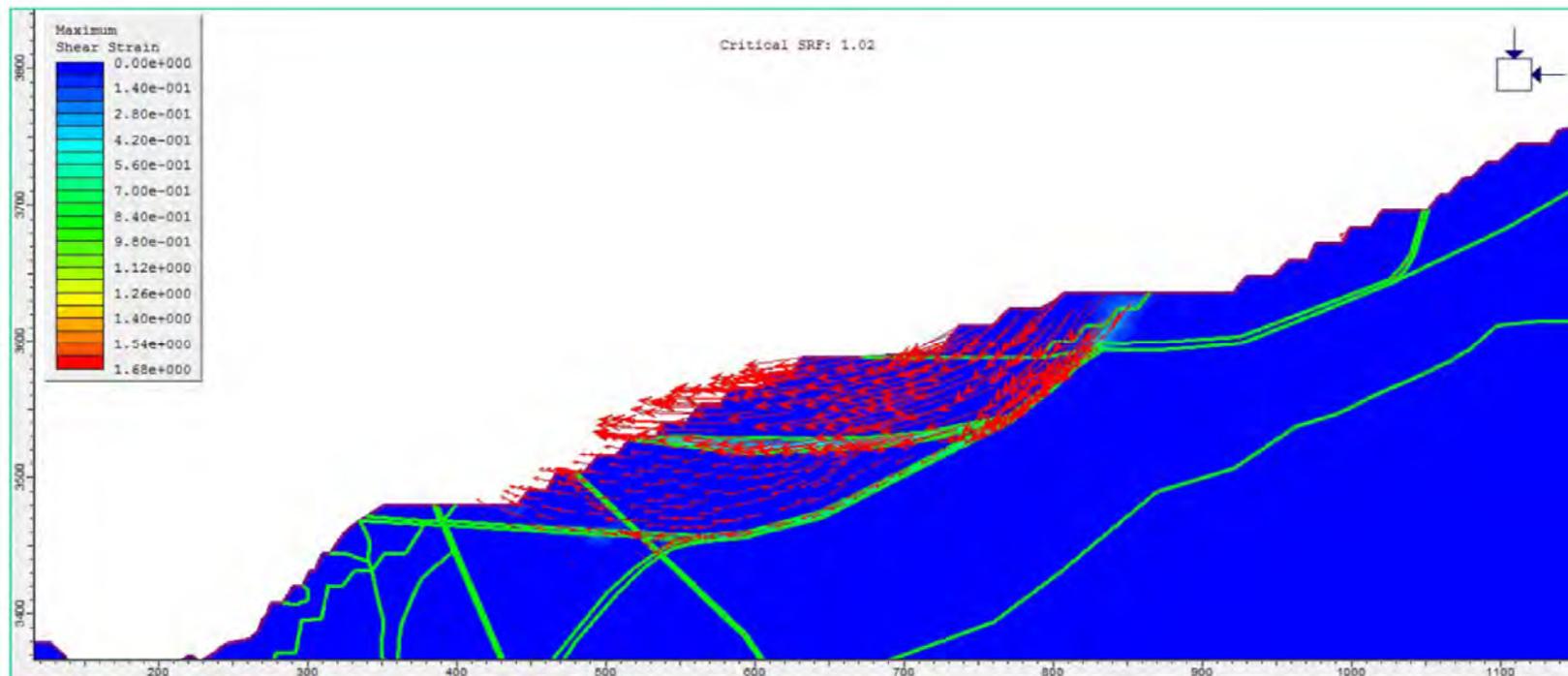
TÍTULO

ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA SECCIÓN LQN-03, MOSTRANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA PARECIDA A LA OBTENIDA CON EL ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.14



Fuente: Modificado de memorándum interno del Área de Ingeniería de Minera Yanacocha.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

INFORME DE SUFICIENCIA

"ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL PRONOSTICO, CONTROL Y MODELAMIENTO DE DOS INTESBAILIDADES DE TALUD A ESCALA GENERAL EN LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO"

TÍTULO

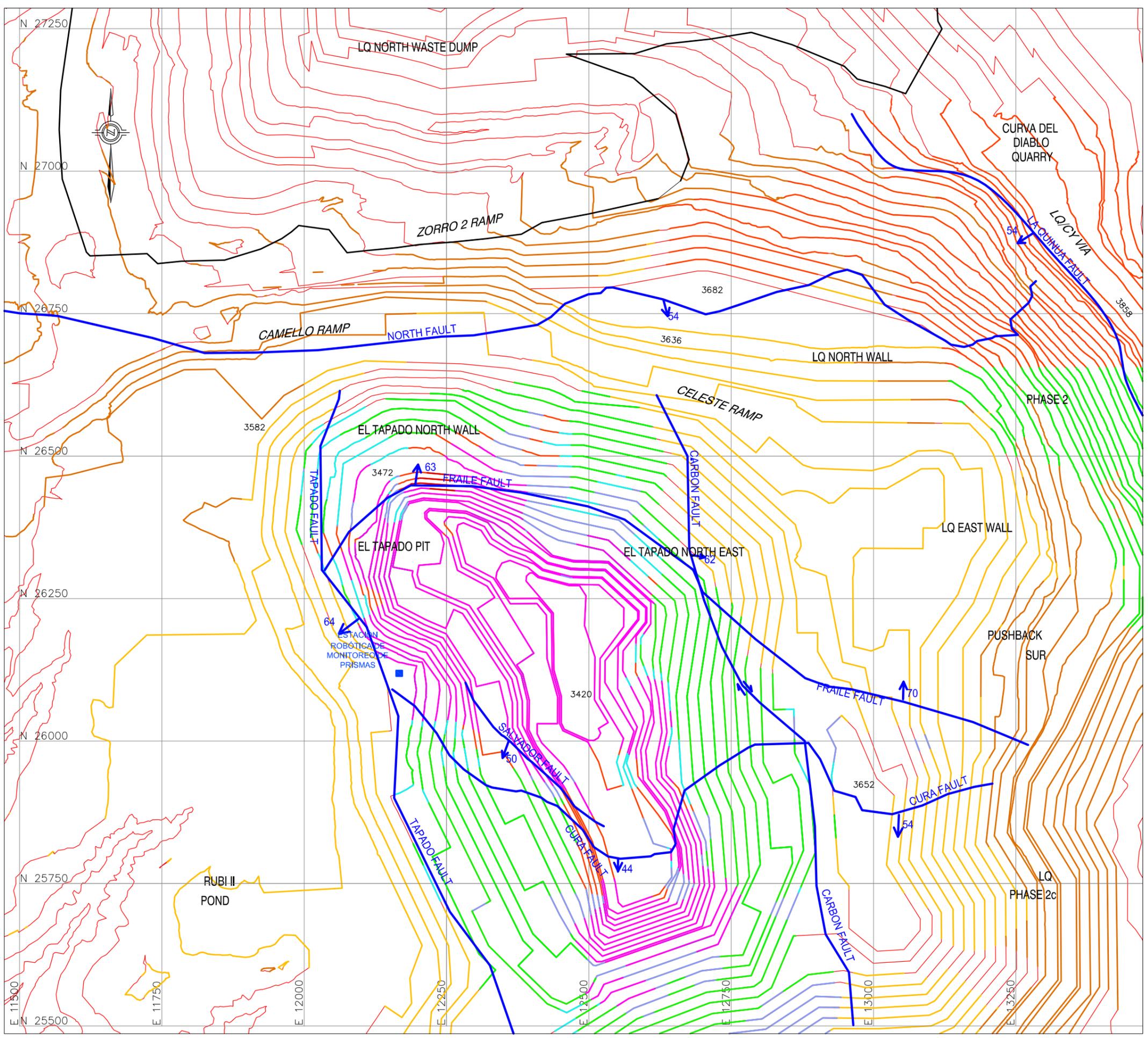
ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA SECCIÓN LQN-07, MOSTRANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA PARECIDA A LA OBTENIDA CON EL ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE.

COMPILADO POR: G. BECERRA

12-nov-11

FIGURA 12.15

PLANOS



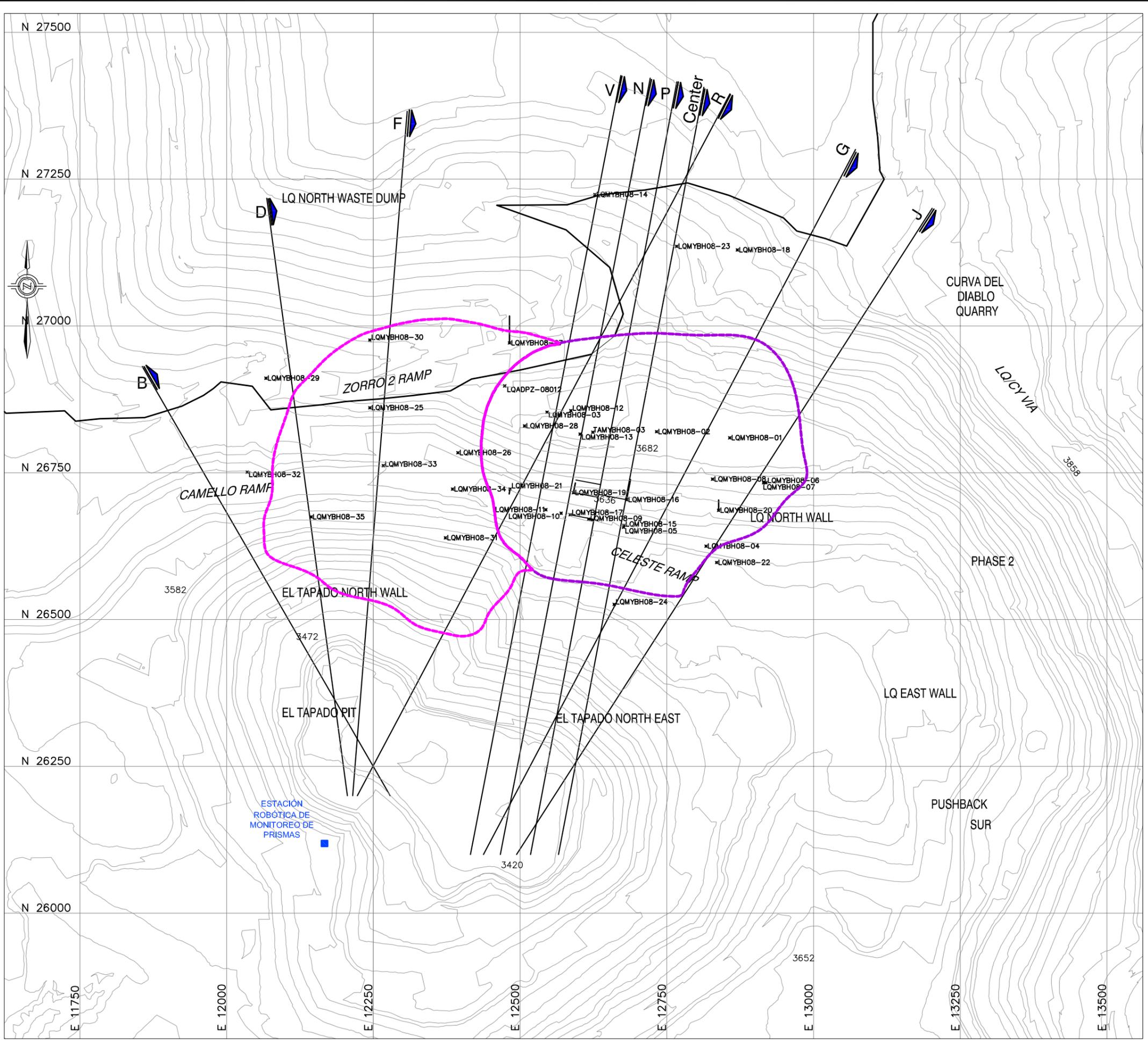
LEYENDA:

- DISEÑO_u090126s12
- FALLAS GEOLÓGICAS
- SECUENCIA INFERIOR DE GRAVAS
- SECUENCIA SUPERIOR DE GRAVAS
- BEDROCK
- SILICE ALUNITA
- CLAY 2
- CLAY 3
- PROPILITICO COMPETENTE
- PROPILITICO NO COMPETENTE
- SILICE GRANULAR 2
- SILICE GRANULAR 3
- SILICE MASIVA
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE LA QUINUA

- NOTE:**
1. Diseño Final de Acuerdo al Plan f09e.
 2. Modelo Geológico Publicado en el año 2008.

FUENTE:
 Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"—Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
INTERSECCIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO CON EL DISEÑO FINAL		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 01



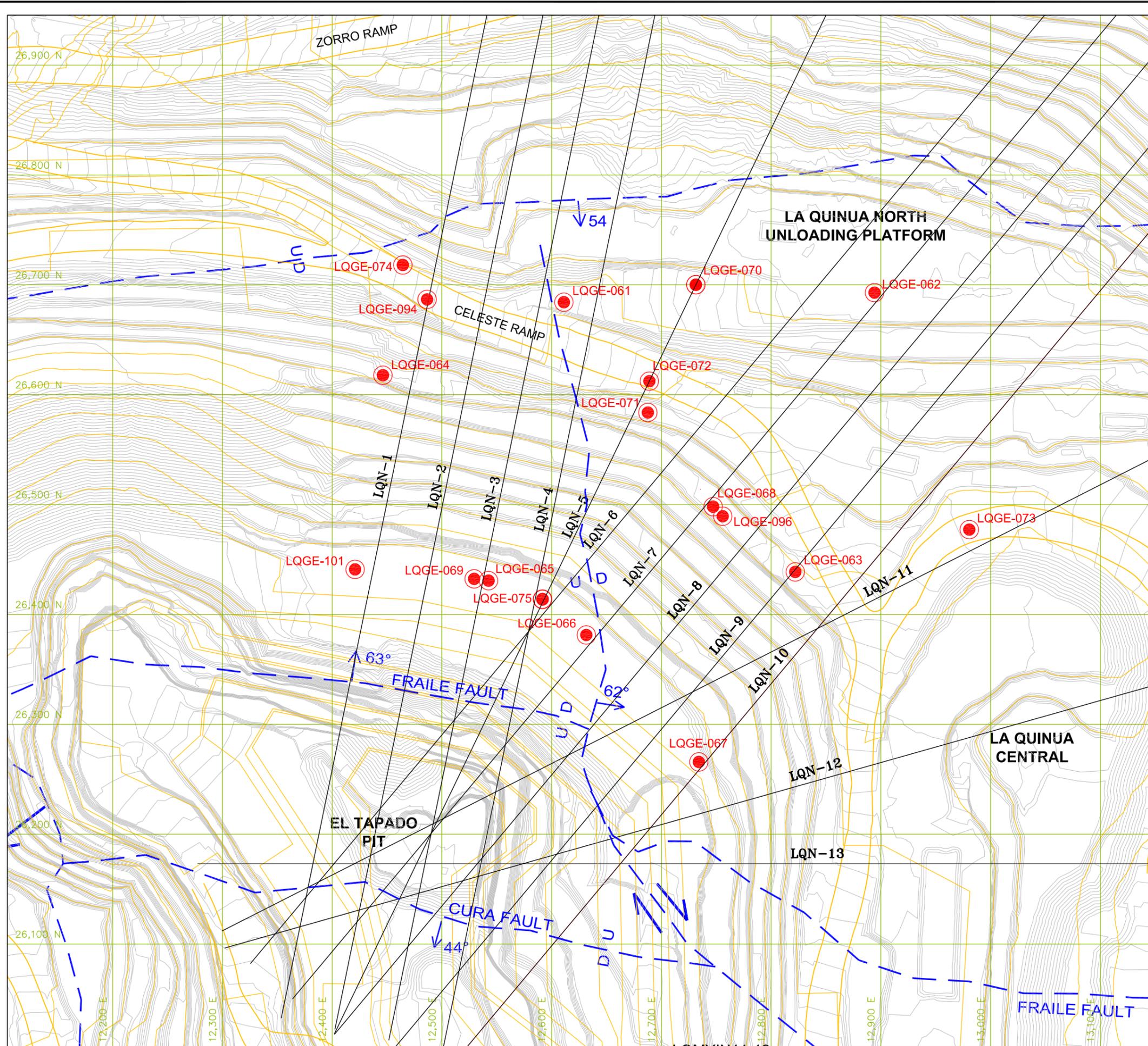
LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA A MAY 31, 2009
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE LA QUINUA
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE OESTE
- LQMYBH08-02 TALADROS GEOTÉCNICOS_2008
- LQMYBH08-20 TALADROS GEOTÉCNICOS INCLINADOS_2008

NOTE:
1. Los Taladros Geotécnicos Fueron Perforados en Durante el 2008.

FUENTE:
Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
TALADROS GEOTÉCNICOS DE INVESTIGACIÓN PERFORADOS EN EL 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 02



LEYENDA:

-  TOPOGRAFIA A Diciembre, 2010
-  DISEÑO FINAL
-  LQGE-073 TALADROS GEOTÉCNICOS INESTABILIDAD 2010
-  SECCIONES CRÍTICAS
-  FALLA GEOLÓGICA

FUENTE:
 Modificado de reportes internos del área de Ingeniería Mina de Minera Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia

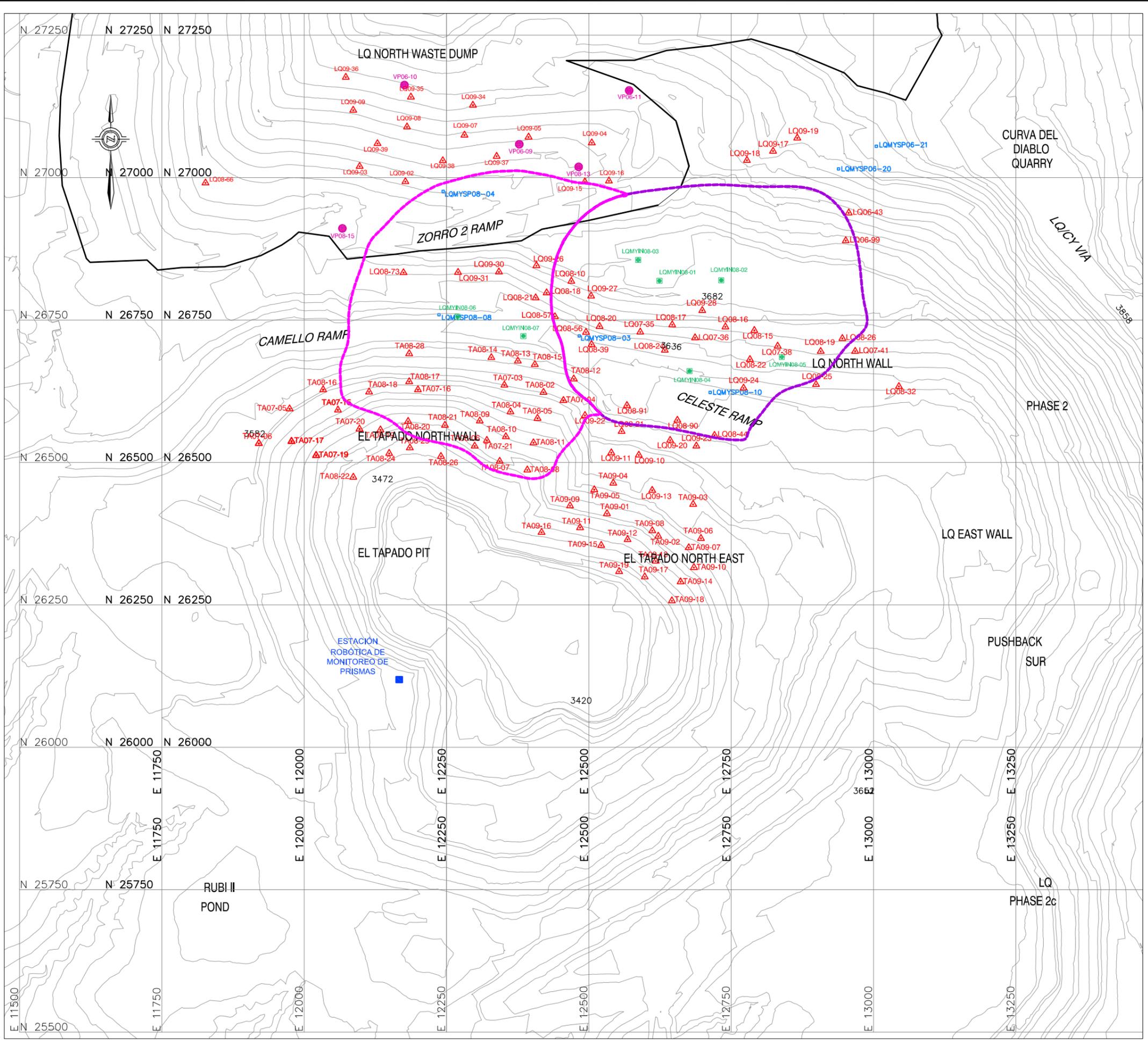
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO

TÍTULO

TALADROS GEOTÉCNICOS DE INVESTIGACIÓN - INESTABILIDAD 2010

MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 03
-------------------------------	--------------------	------------------------



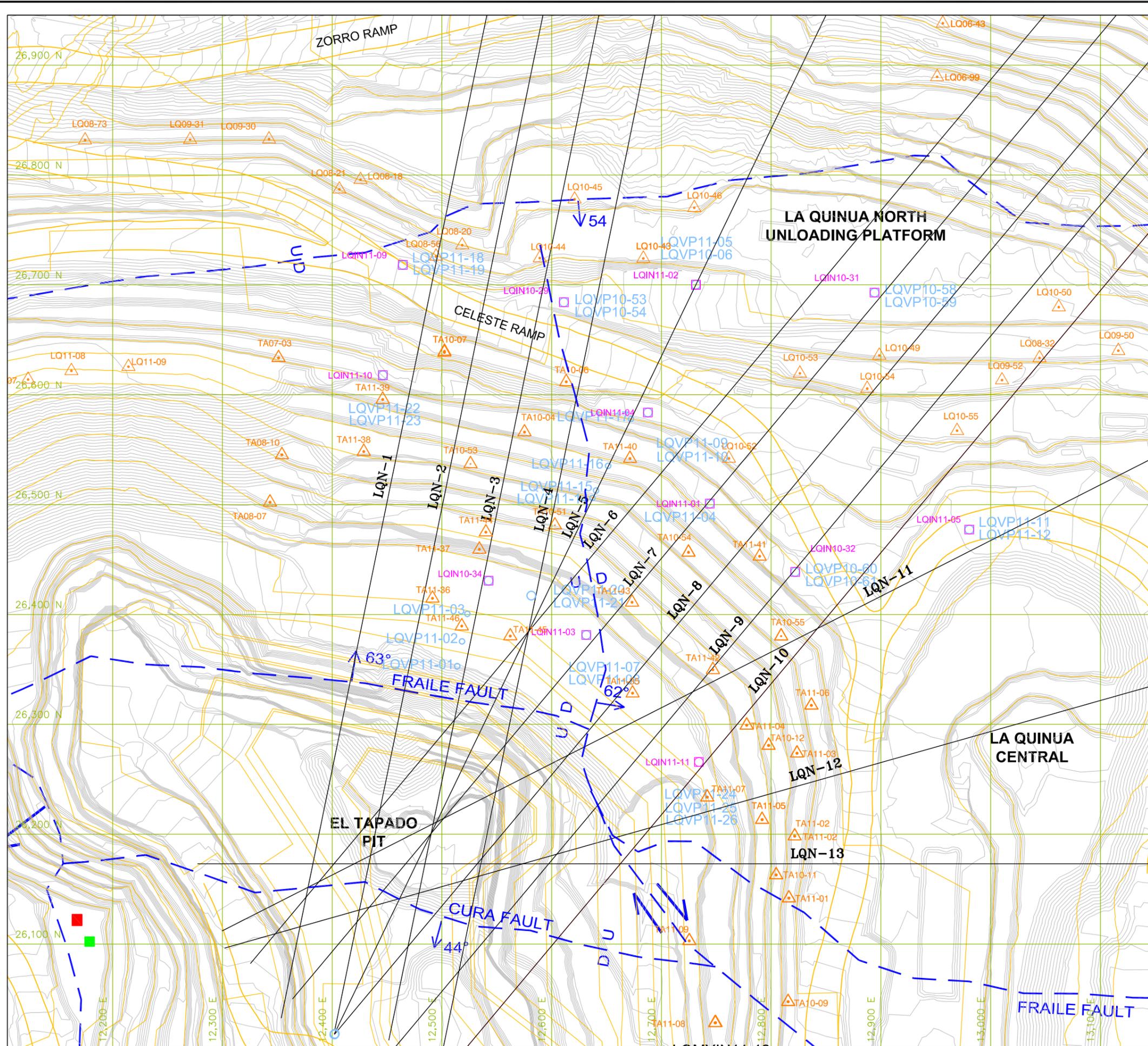
LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA A MAY 31, 2009
- LÍMITE APROXIMADO DE LA ZONA INESTABLE DELO BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DE LA ZONA INESTABLE DELO BLOQUE OESTE
- PRISMAS
- PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE
- PIEZÓMETROS DE TUBO ABIERTO
- INCLINÓMETROS
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE

NOTE:
 1. The robotic monitoring station (PLQ) is located at: 11434.330E, 25725.389N and 3581.113Elev.

FUENTE:
 Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA - 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 04

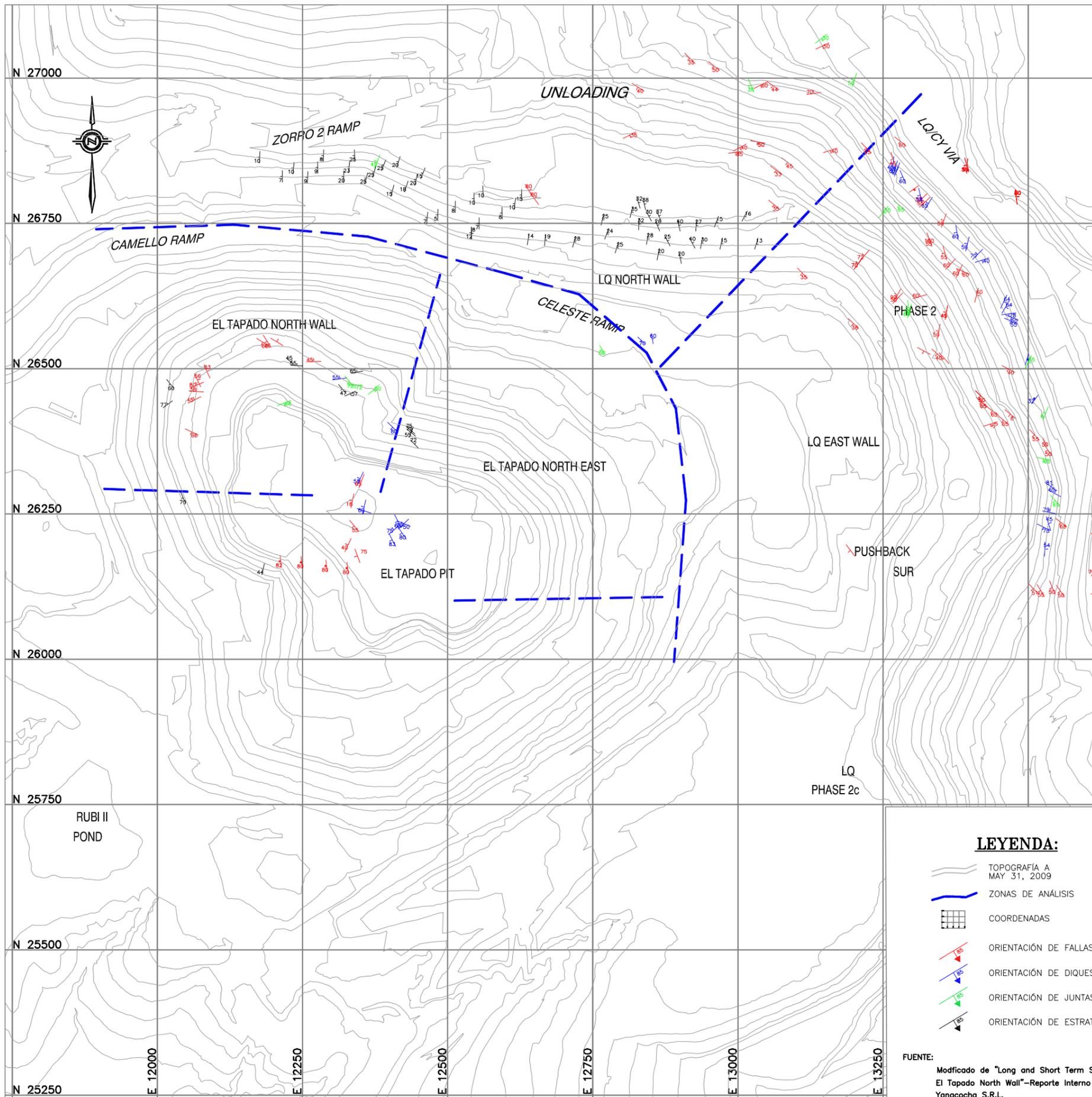


LEYENDA:

-  TOPOGRAFIA A Diciembre, 2010
-  DISEÑO FINAL
-  LQIN11-04 INCLINÓMETRO
-  LQVP11-17 PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE
-  TA11-40 PRISMAS
-  ESTACIÓN DE RADAR INTERFEROMÉTRICO
-  ESTACIÓN DE EQUIPO DE ESCANEEO LASER
-  SECCIONES CRÍTICAS
-  FALLA GEOLÓGICA

FUENTE:
 Modificado de reportes internos del área de Ingeniería Mina
 de Minera Yanacocha S.R.L.

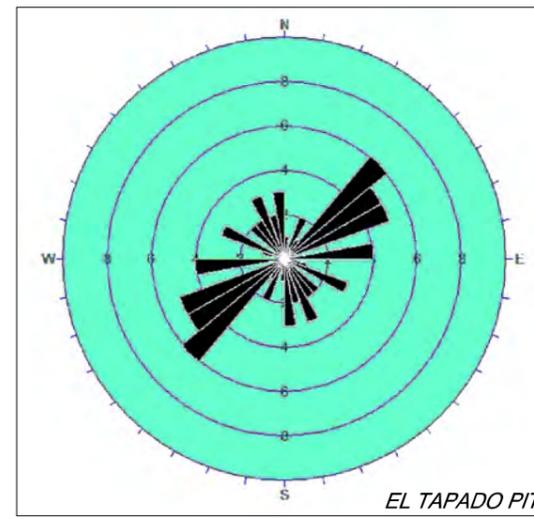
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA - INESTABILIDAD 2010		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 05



LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA A MAY 31, 2009
- ZONAS DE ANÁLISIS
- COORDENADAS
- ORIENTACIÓN DE FALLAS INDICADAS
- ORIENTACIÓN DE DIQUES INDICADOS
- ORIENTACIÓN DE JUNTAS PRINCIPALES
- ORIENTACIÓN DE ESTRATIFICACIÓN

FUENTE:
Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

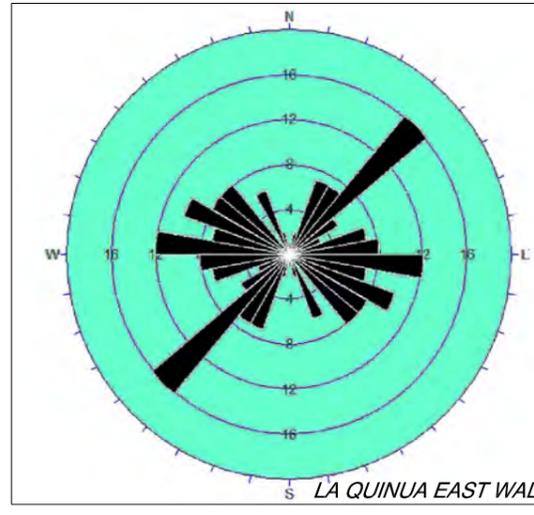


Apparent Strike
10 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0,90
(directed away from
viewer)

No Bias Correction

40 Planes Plotted
Within 45 and 90
Degrees of Viewing
Face

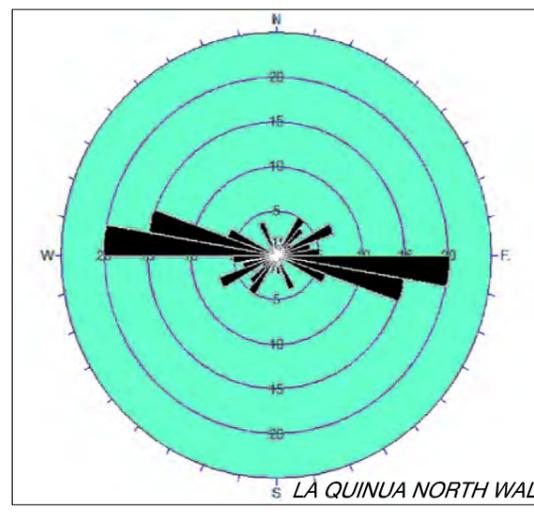


Apparent Strike
20 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0,90
(directed away from
viewer)

No Bias Correction

109 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face



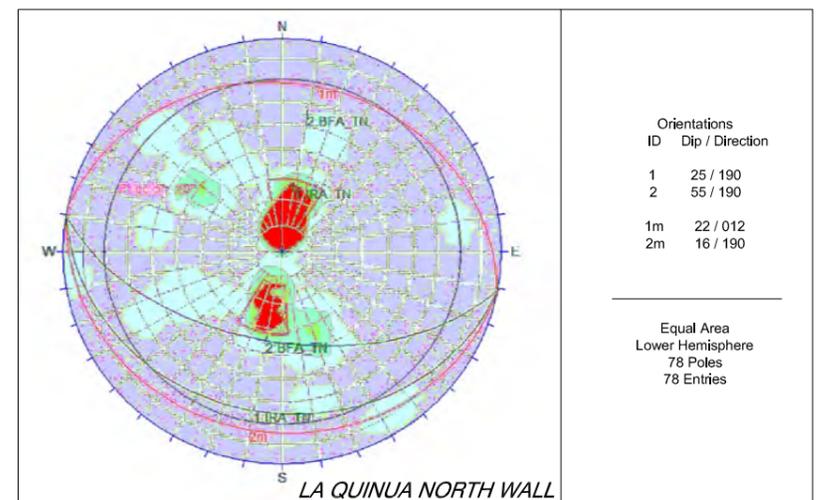
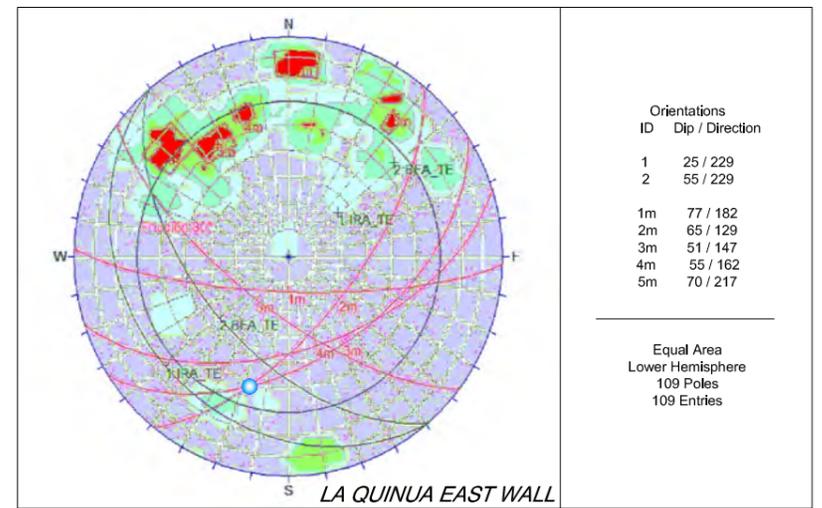
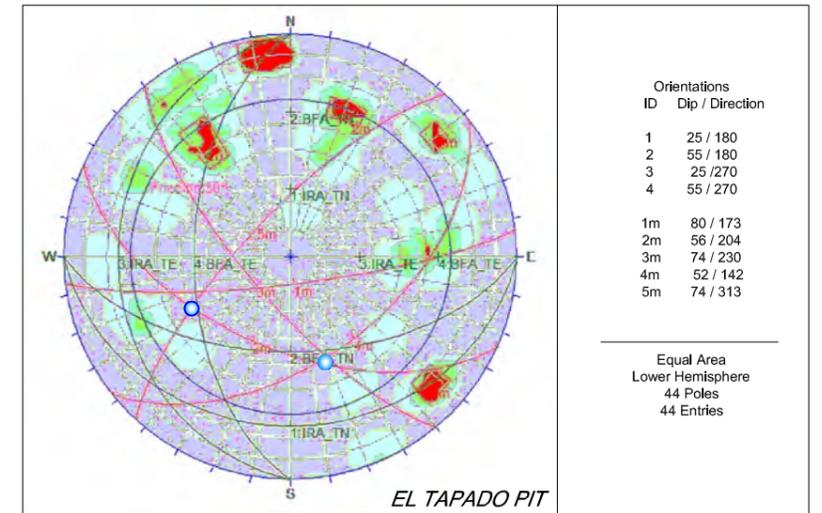
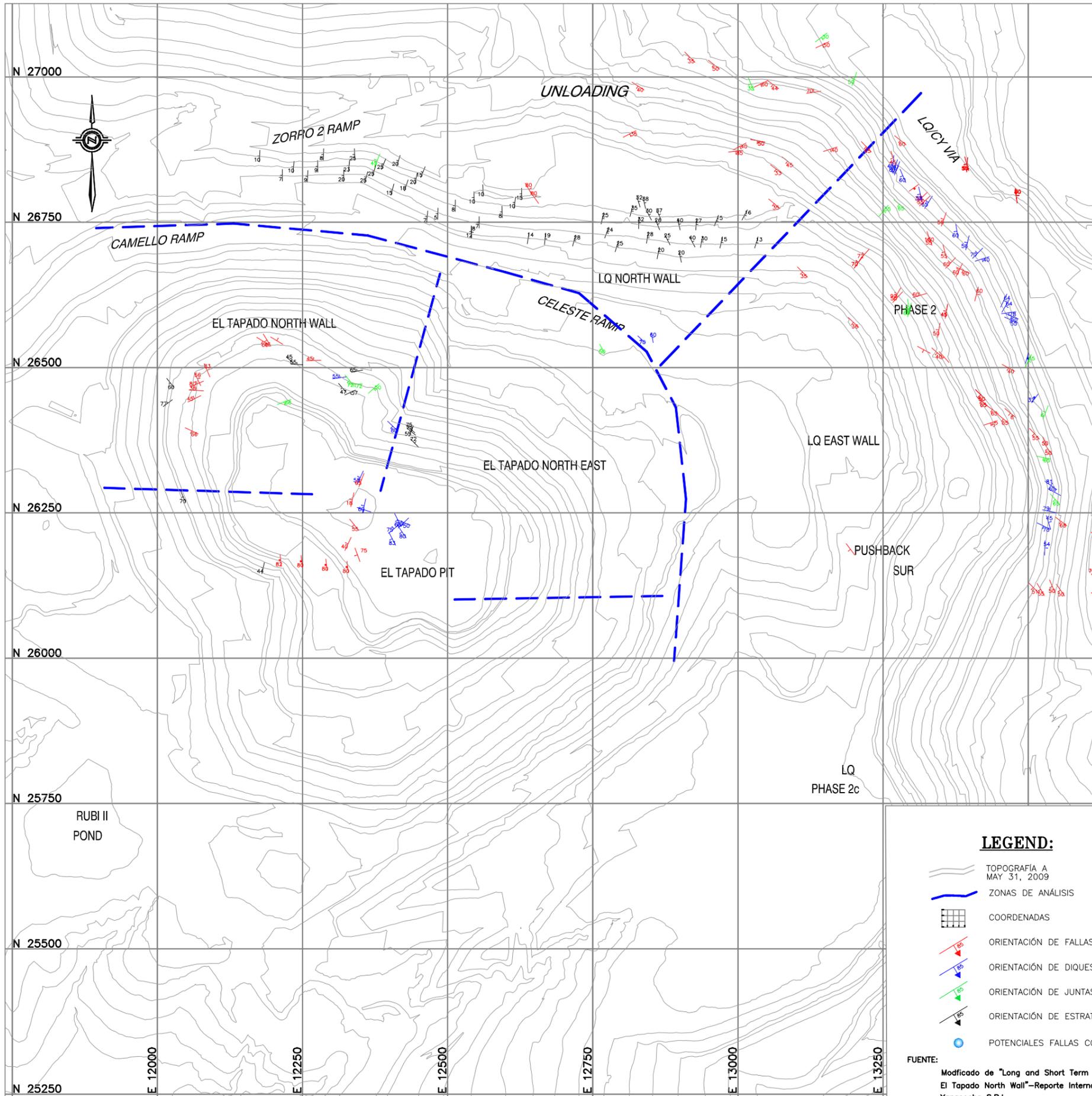
Apparent Strike
25 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0,90
(directed away from
viewer)

No Bias Correction

78 Planes Plotted
Within 0 and 90
Degrees of Viewing
Face

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
DIAGRAMA DE ROSETAS - INESTABILIDAD 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 06



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia

INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO

TÍTULO

DIAGRAMA DE POLOS - INESTABILIDAD 2008

MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 07
-------------------------------	--------------------	------------------------



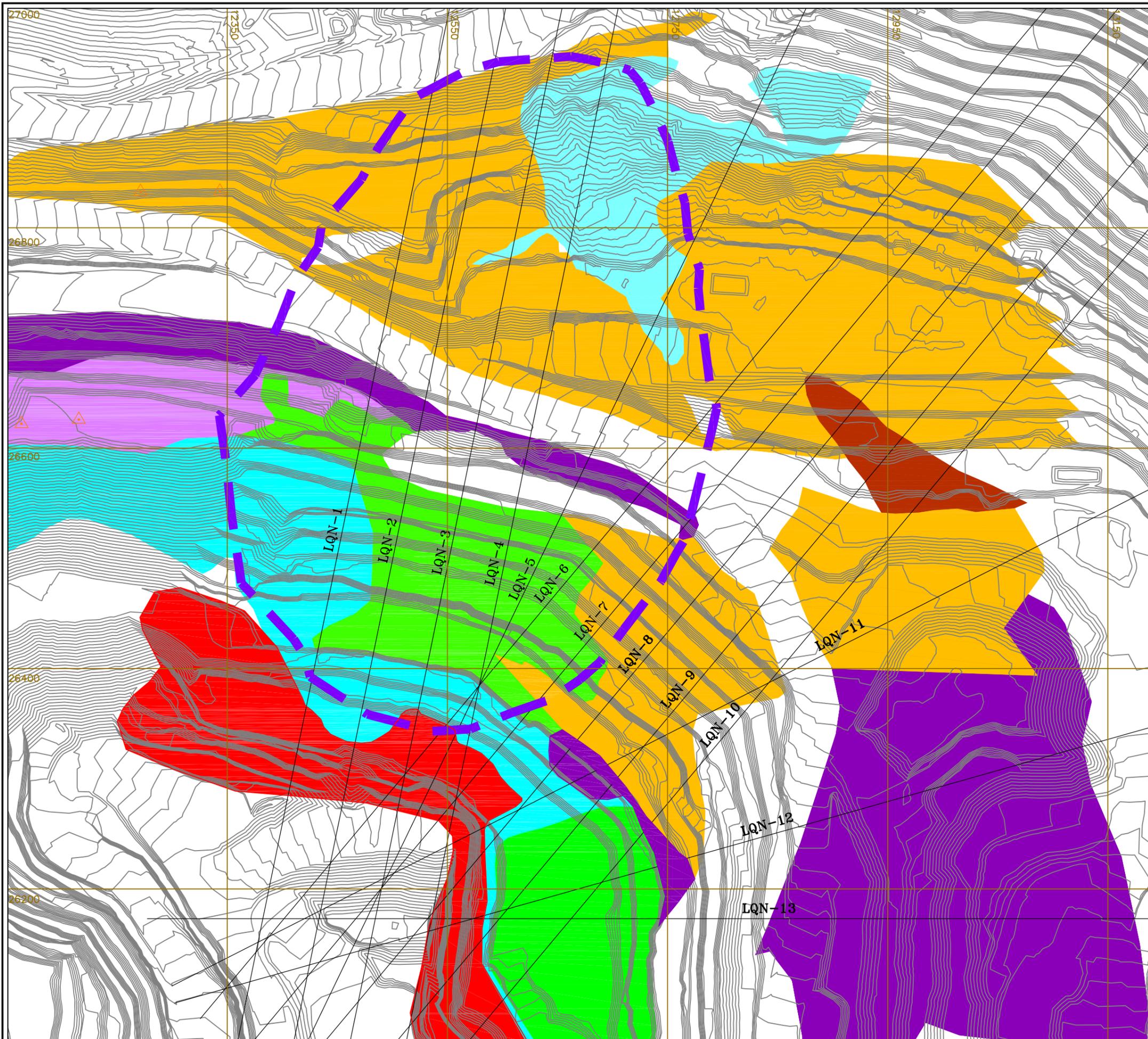
LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA EXISTENTE MAY 31, 2009
- GRIETAS
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE OESTE
- SÍLICE ALUNITA
- SÍLICE GRANULAR 2
- PROPILÍTICO COMPETENTE
- PROPILÍTICO NO COMPETENTE
- SÍLICE MASIVA
- CLAY 2
- CLAY 3
- GRAVAS DEL TAPADO
- SECUENCIA INFERIOR DE GRAVAS
- FERRICRETA
- SECUENCIA SUPERIOR DE GRAVAS
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE
- LÍMITE APROXIMADO DE MOVIMIENTO BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DE MOVIMIENTO BLOQUE OESTE
- FALLAS GEOLÓGICAS
- AFLORAMIENTOS DE AGUA

NOTE:
 1. The Geology used in this drawing is according to the field mapping by Geology and Geotech Group.

FUENTE:
 Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
MAPEO GEOLÓGICO INESTABILIDAD - 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 08

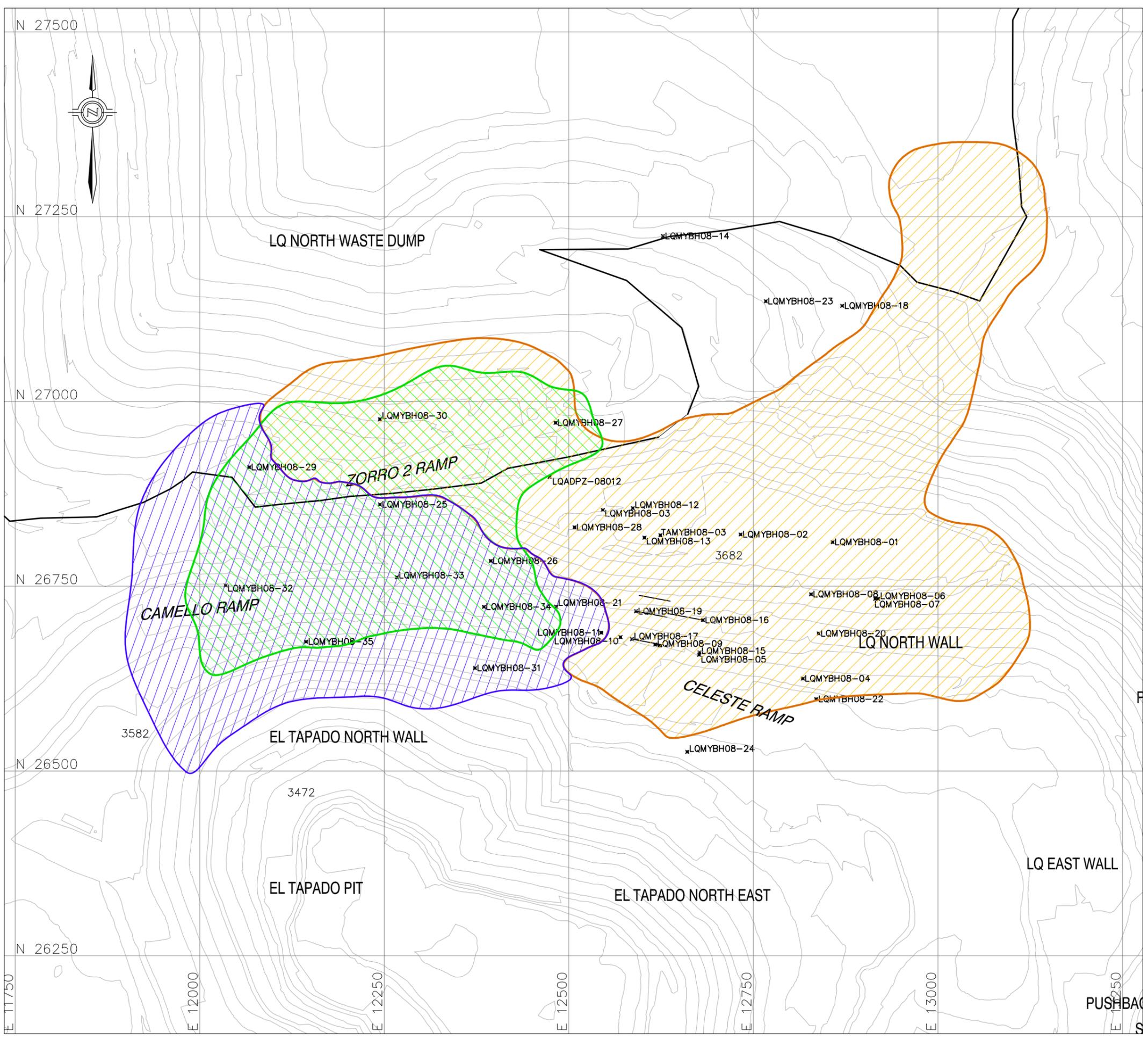


LEYENDA:

-  TOPOGRAFIA EXISTENTE NOV, 2010
-  LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE ESTE
-  SÍLICE ALUNITA
-  SÍLICE GRANULAR 2
-  PROPILÍTICO NO COMPETENTE
-  SÍLICE MASIVA
-  CLAY 2
-  CLAY 3
-  GRAVAS DEL TAPADO
-  SECUENCIA INFERIOR DE GRAVAS
-  FERRICRETA
-  SECUENCIA SUPERIOR DE GRAVAS

FUENTE:
 Modificado de reportes internos del área de Ingeniería Mina de Minera Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
MAPEO GEOLÓGICO - INESTABILIDAD 2010		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 09



LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA EXISTENTE A MAY 31, 2009
- TALADROS GEOTÉCNICOS
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE LA QUINUA
- CONTACTO ROCA - SUELO (WHITE CLAY GOUGE)
- ESTRATO FINO (FINE CONTACT BEDDING)
- CONTACTO GRUESO (COARSE CONTACT)

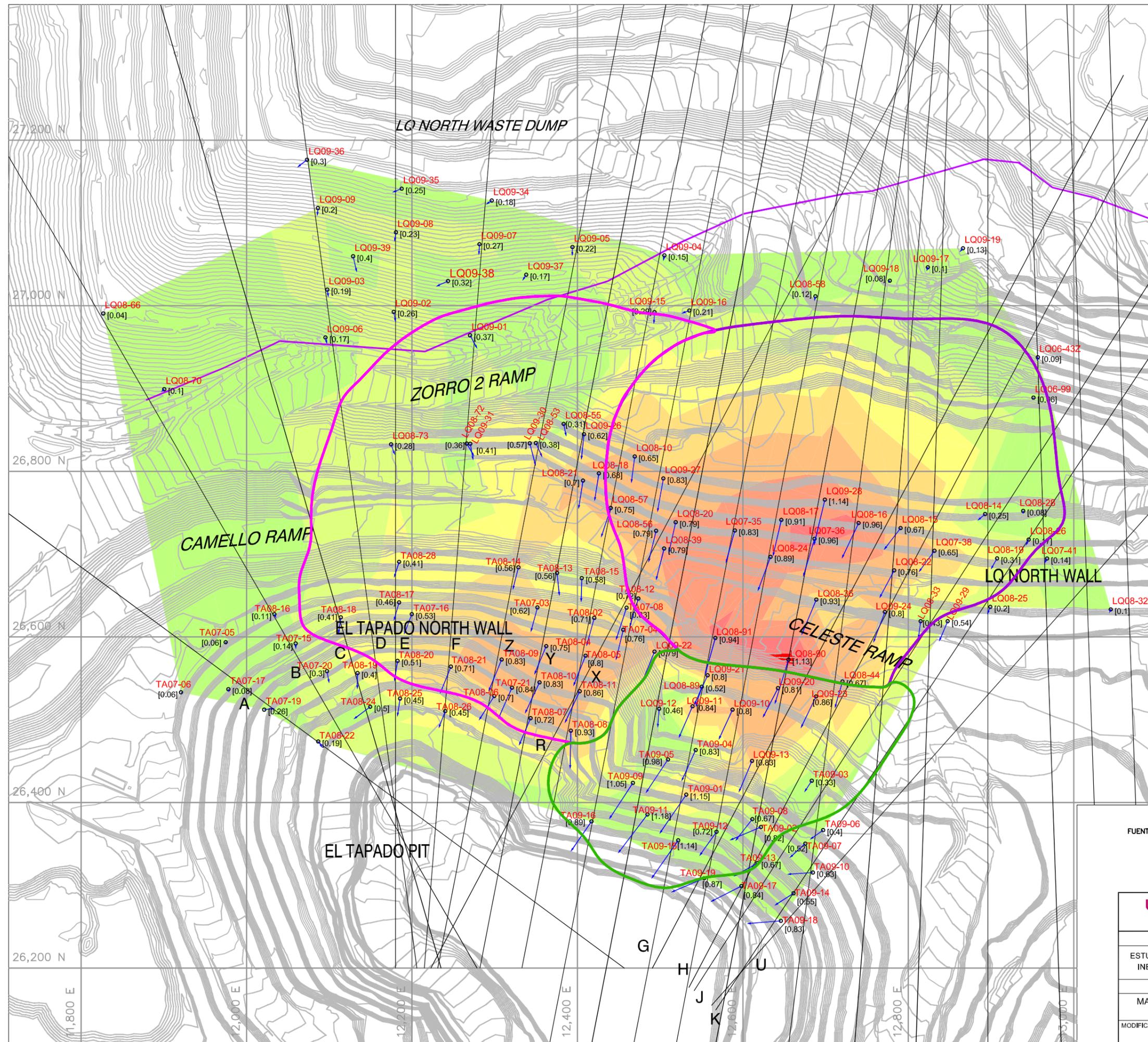
NOTE:

1. Los límites de estos materiales fueron definidos en base a la perforación llevada a cabo en el año 2008

FUENTE:

Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
EXTENSIÓN DE CONTACTOS- INESTABILIDAD 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 10



LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA EXISTENTE A May 09, 2009
- PRISMA (Prefix = LQMY)
- LÍMITE APROXIMADO DEL MOVIMIENTO EN EL BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DEL MOVIMIENTO EN EL BLOQUE OESTE
- SECCIONES
- LÍMITE BOTADERO NORTE LA QUINUA

Desplazamiento Horizontal (cm)			
Color	Desde	Hasta	%
	0.00	20.00	36.6
	20.00	40.00	23.0
	40.00	60.00	13.3
	60.00	80.00	11.0
	80.00	100.00	10.2
	100.00	120.00	5.1
	120.00	140.00	0.8
	140.00	160.00	0.0

NOTA:

1. La información de desplazamiento fue extraída desde el 1 de Enero hasta el 9 de Mayo del 2009.

FUENTE:

Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall" - Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia

INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO

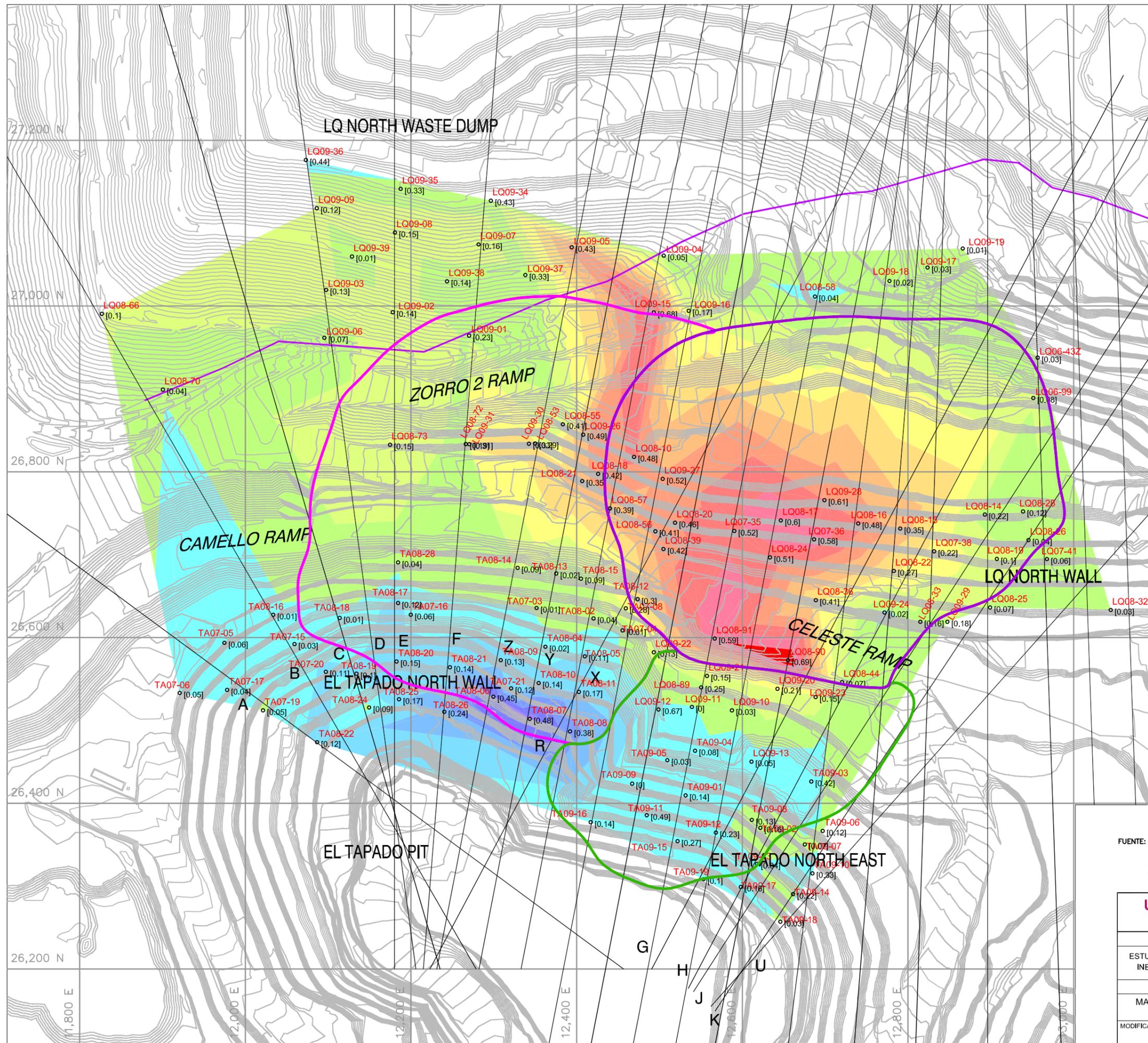
TÍTULO

MAPA DE CONTORNOS DE DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE PRISMAS INESTABILIDAD 2008

MODIFICADO POR:
G. BECERRA

FECHA:
NOV-2011

PLANO N°:
11



LEYENDA:

- TOPOGRAFÍA A May 09, 2009
- PRISMAS (Prefix = LQMY)
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE ESTE
- LÍMITE APROXIMADO DE LA INESTABILIDAD DEL BLOQUE OESTE
- SECCIONES
- LÍMITE DEL BOTADERO NORTE LA QUINUA

Desplazamiento Vertical (cm)			
Color	Desde	Hasta	%
	-100.00	-90.00	0.0
	-90.00	-80.00	0.1
	-80.00	-70.00	1.4
	-70.00	-60.00	3.9
	-60.00	-50.00	4.9
	-50.00	-40.00	4.8
	-40.00	-30.00	5.5
	-30.00	-20.00	6.8
	-20.00	-10.00	19.0
	-10.00	0.00	30.6
	0.00	10.00	15.6
	10.00	20.00	4.8
	20.00	30.00	1.5
	30.00	40.00	0.7
	40.00	50.00	0.4
	50.00	60.00	0.1

NOTA:

1. La información fue extraída desde el 1 de Enero hasta el 9 de Mayo 2009.
2. Los valores negativos indican caída en elevación, mientras que los positivos indican levantamiento.

FUENTE:

Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"-Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia

INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO

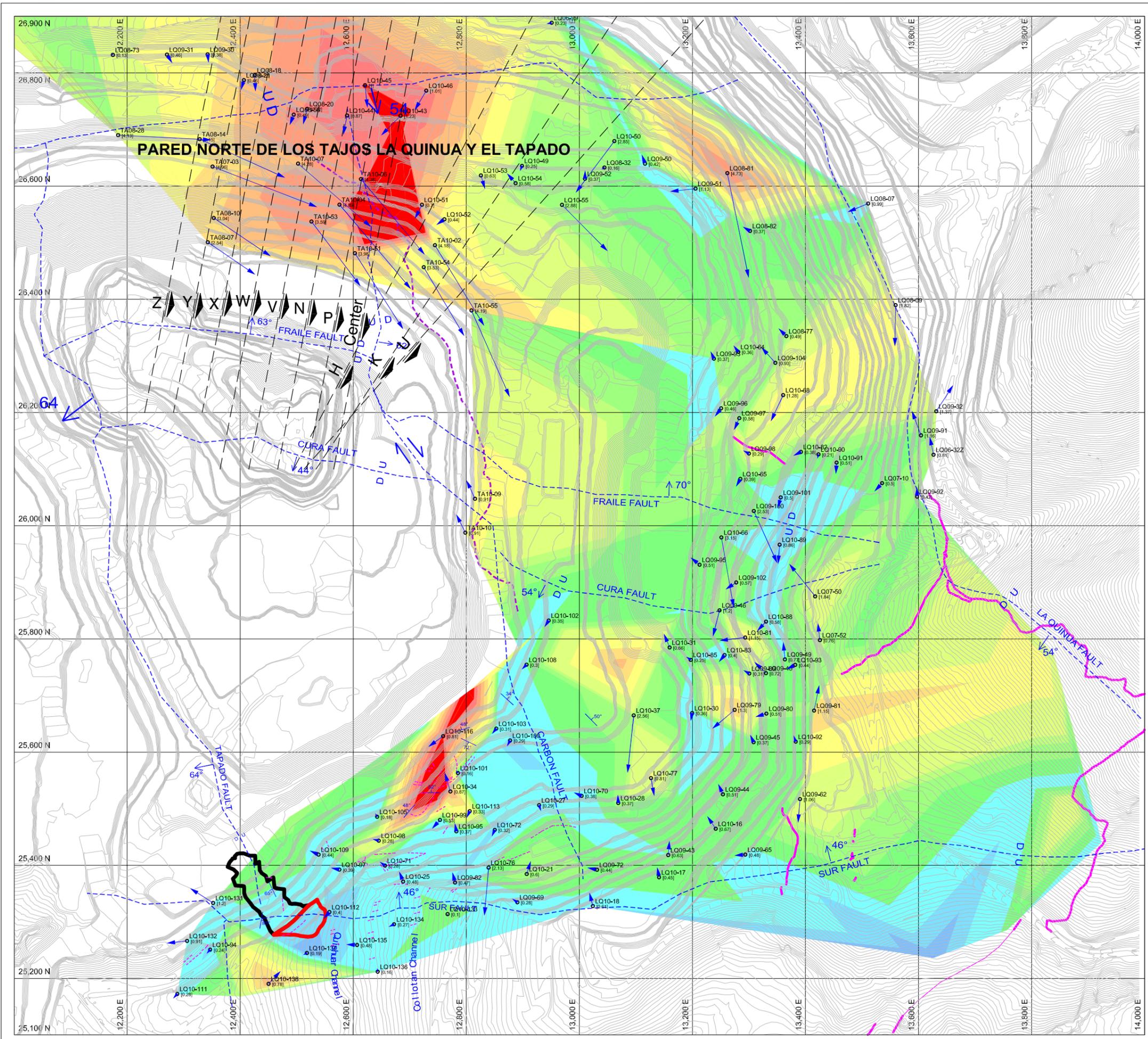
TÍTULO

MAPA DE CONTORNOS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE PRISMAS INESTABILIDAD 2008

MODIFICADO POR:
G. BECERRA

FECHA:
NOV-2011

PLANO N°:
12



LEYENDA

- CURRENT TOPOGRAPHY
- - - - - CRAKS
- - - - - GEOLOGY FAULT

Nombre del Prisma

LQ10-12

[0.08]

Velocidad Neta (cm/day)

Dirección del Vector Desplazamiento

Velocidad Neta (Diciembre 01-14, 2010)

Color	De. (cm/day)	Hasta (cm/day)	Porcent	Área
■	0.00	0.025	0.0	0.00
■	0.025	0.050	0.0	0.00
■	0.050	0.075	0.0	6.46
■	0.075	0.10	0.1	1376.12
■	0.10	0.15	1.3	17525.17
■	0.15	0.25	13.6	181578.78
■	0.25	0.35	21.1	281465.21
■	0.35	0.45	13.4	178464.46
■	0.45	0.50	3.9	52447.98
■	0.50	0.75	14.0	186815.58
■	0.75	1.00	10.9	145175.71
■	1.00	1.25	6.6	87860.87
■	1.25	1.50	5.7	76647.76
■	1.50	1.75	5.0	66190.72
■	1.75	2.00	2.5	33565.42
■	2.00	10.00	1.8	24557.65

FUENTE:
Modificado de reportes internos del área de Ingeniería Mina de Minera Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia

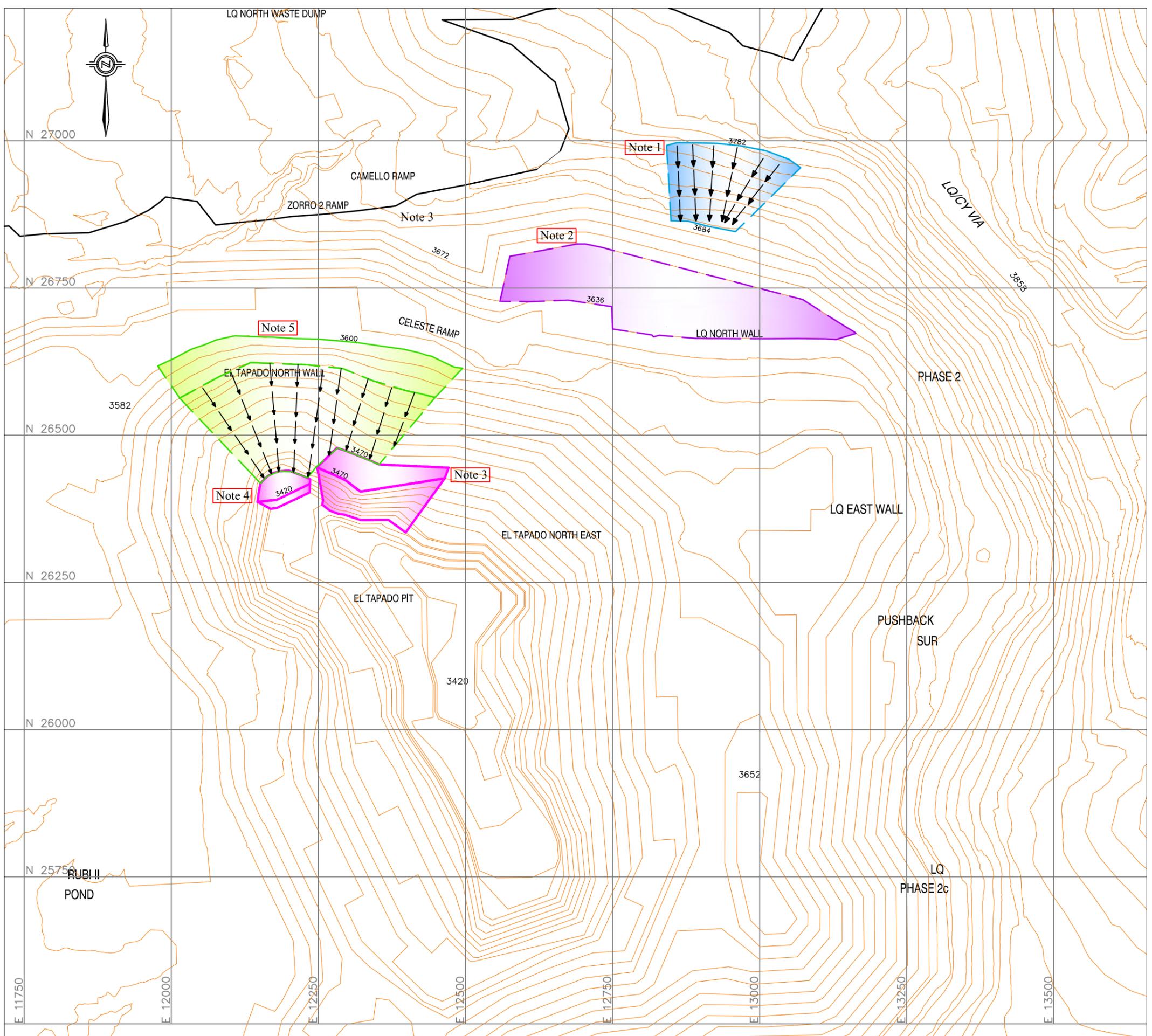
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO

TÍTULO

MAPA DE CONTORNO DE VELOCIDADES PARA LA INESTABILIDAD DEL 2010

MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 13
-------------------------------	--------------------	------------------------



LEYENDA:

-  DISEÑO_et_u090701_s12
-  LIMITE DEL BPTADERO NORTE LA QUINUA
-  Reconformación de los bancos superiores del unloading
-  Descarga (Unloading) hasta el nivel 3636 (4 bancos más)
-  Primera banqueta (step-out) en el nivel 3470m
-  Segunda banqueta (step-out) en el nivel 3420m
-  Contrafuerte de 40m de ancho, en el nivel 3600

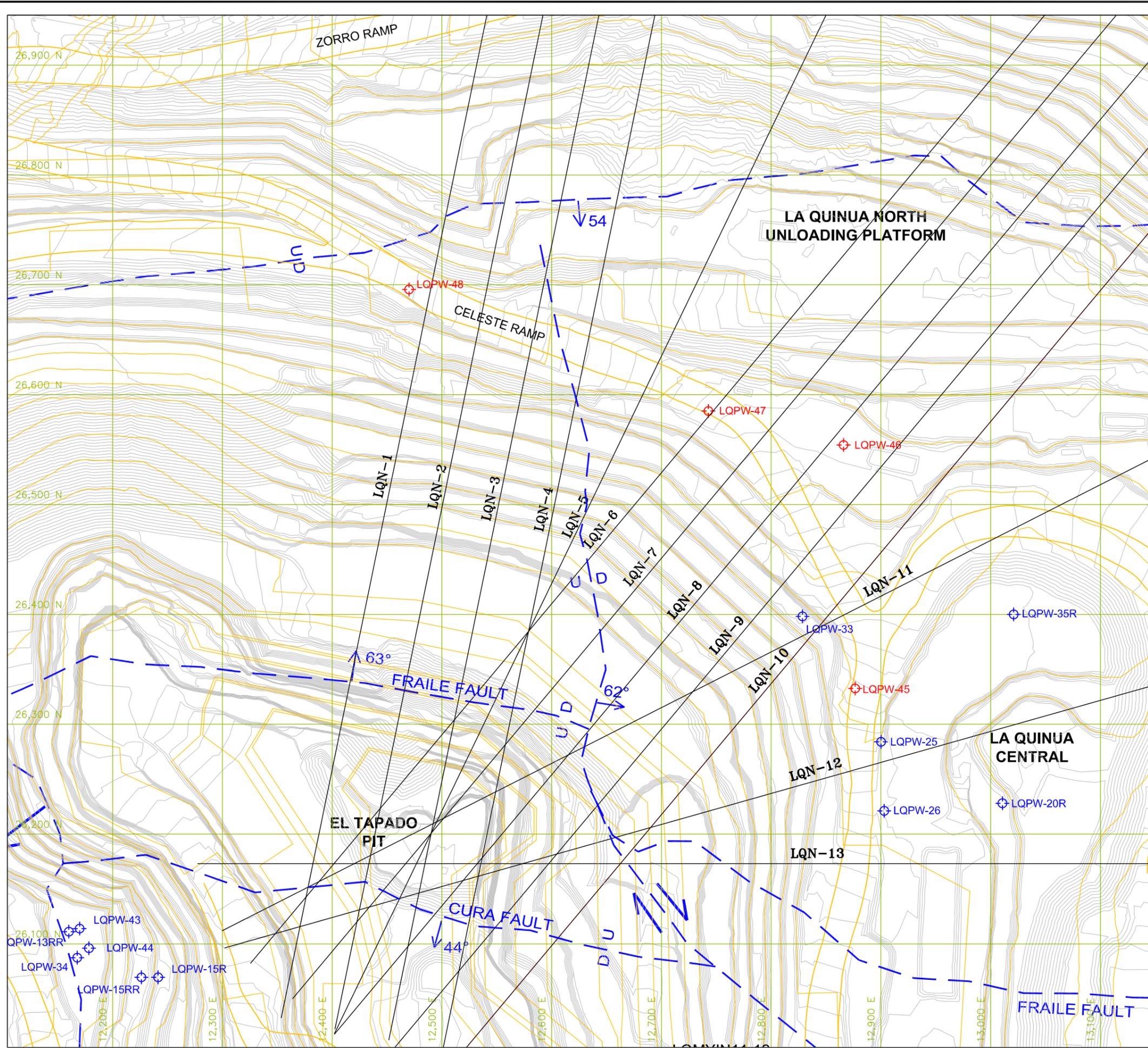
NOTES:

- NOTE 1** Reconformación a 2H:1V, el material de esta zona esta saturado y es necesario inspecciones continuas. Reconformación desde el nivel 3782 hasta el nivel 3684.
- NOTE 2** El unloading considera un BFA de 55' y un IRA de 28". El unloading debería ser desarrollado despues de los trabajos de reconformación y drenaje.
- NOTE 3** El stepout debe dejarse en el nivel 3470, con un ancho de 35 m.
- NOTE 4** El stepout en el nivel 3420, dbe tener un ancho de 40m.
- NOTE 5** Buttress de 40 m de ancho en la cresta en el nivel 3600, descarga de material seco y durable en ángulo de reposo.

FUENTE:

Modificado de "Long and Short Term Stabilization Design La Quinua and El Tapado North Wall"—Reporte Interno del Área de Ingeniería de Minería Yanacocha S.R.L.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN - INESTABILIDAD 2008		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 14



LEYENDA:

- TOPOGRAFIA A Diciembre, 2010
- DISEÑO FINAL
- LQPW-48 POZO DE BOMBEO PROPUESTO PARA ESTABILIZACIÓN
- LQPW-33 POZO DE BOMBEO EXISTENTE
- SECCIONES CRITICAS
- FALLA GEOLÓGICA

NOTA:
 Como parte de las medidas de estabilización propuestas, se plantea la construcción de 4 pozos de bombeo los cuales podrían producir hasta 200 l/s de agua, lo que deprimiría el nivel piezométrico en aproximadamente 100 metros

FUENTE:
 Modificado de reportes internos del área de Ingeniería Mina de Minera Yanacocha S.R.L

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalurgia		
INFORME DE SUFICIENCIA PROFESIONAL		
ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA EL MODELAMIENTO Y CONTROL DE DOS INESTABILIDADES EN LA PARED NORTE DE LOS TAJOS LA QUINUA Y EL TAPADO		
TÍTULO		
PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN - INESTABILIDAD 2010 POZOS DE BOMBEO PARA DESPRESURIZACIÓN DE ACUIFEROS		
MODIFICADO POR: G. BECERRA	FECHA: NOV-2011	PLANO N°: 15

ANEXOS

ANEXO –A

EQUIPOS DE INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO GEOTÉCNICO

Inclinómetros

Son equipos usados en instalaciones permanentes en taladros, para medir los movimientos normales al eje del taladro, tal como los que pueden ocurrir a lo largo de un plano de falla o una zona de debilidad en el macizo rocoso. Están compuesto de servo-acelerómetros, de un libreta electrónica de datos y una tubería plástica, tal como se aprecia en la Figura 1; una muestra del tipo de lecturas que ofrece este equipo es mostrado en la Figura 2.

Figura 1. Operación de equipo inclinométrico, nótese que el equipo consiste de un cable, libreta electrónica, sensor y tubería cementada.

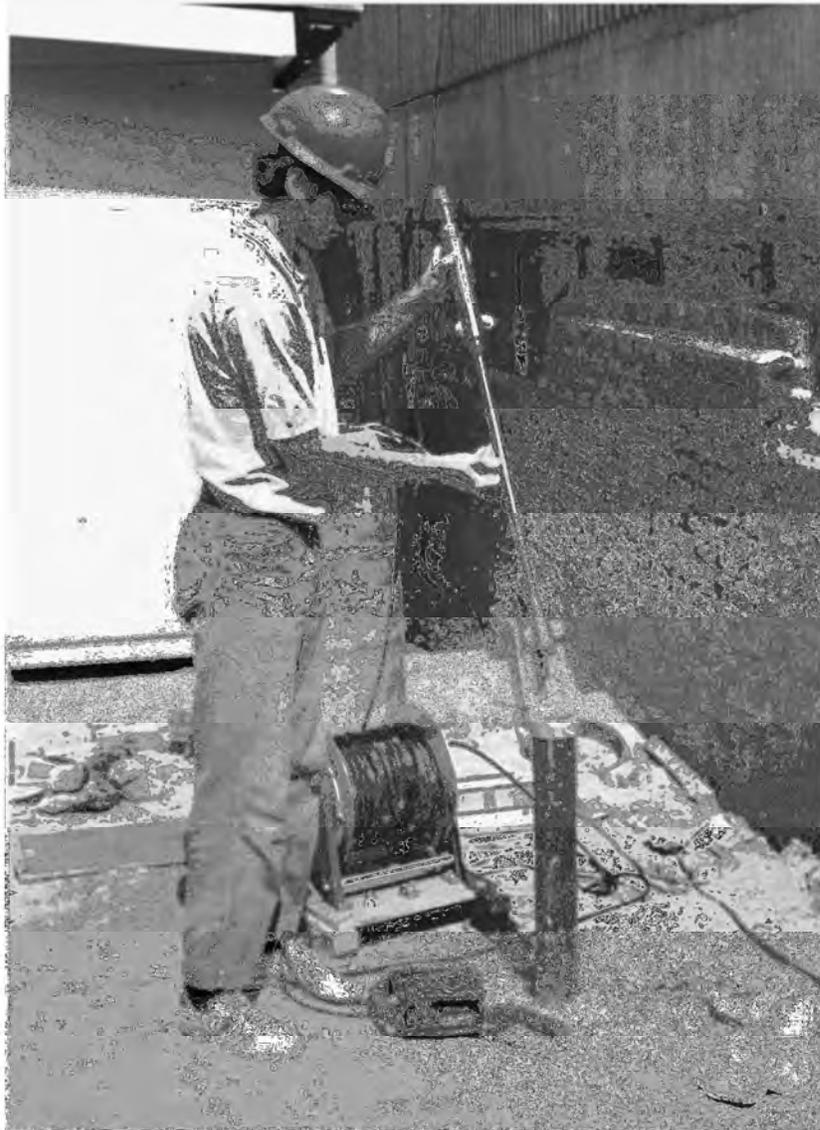
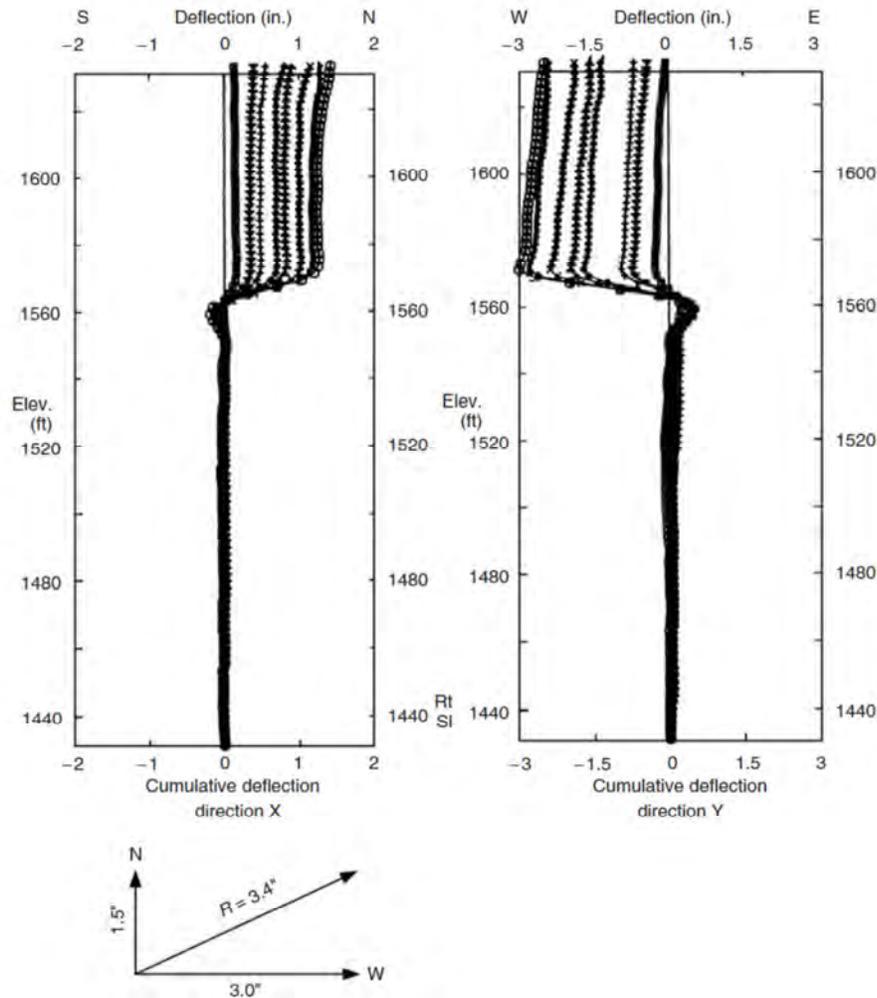


Figura 2. Lecturas de inclinómetro en una zona de falla tomada en un periodo de 11 meses. Obsérvese el plano de deslizamiento entre 1560 y 1580 pies.

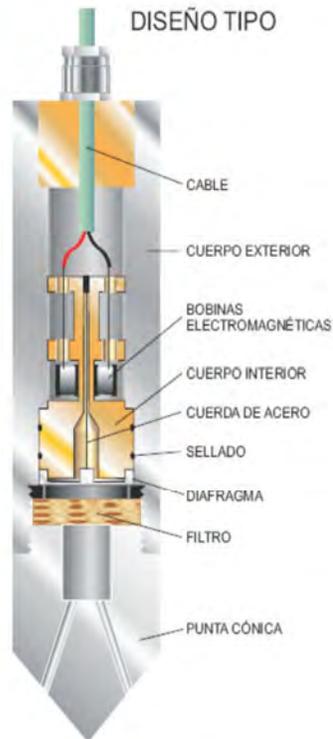


La instalación de la tubería de plástico se cementa en profundidad y debe atravesar el plano de falla. Luego cualquier deformación del terreno en profundidad se reflejará en la tubería flexible. El siguiente paso es bajar un sensor el cual reconstruirá el perfil de la tubería. Lecturas periódicas pueden determinar la velocidad de desplazamiento.

Piezómetros de Cuerda Vibrante.

Los piezómetros de cuerda vibrante son sensores que permiten medir la presión del agua en los poros y en las juntas. El fundamento de estos sensores consiste en una capsula metálica con una cuerda de acero en el interior, la capsula debe estar imbuida en el medio a medir (Figura 3). Cualquier cambio en las presiones del medio se traducirá en un cambio en la tensión del cable y por consiguiente un cambio en la frecuencia de vibración del mismo. La transmisión de la presión se realiza a través de una piedra porosa en el extremo. Esta variación en la frecuencia es medida por un data loguer, el cual almacena el dato y luego se transforma en unidades de presión mediante un procesamiento matemático. La utilización de este tipo de piezómetros es especialmente recomendable en medios poco permeables como limos y arcillas.

Figura 3. Esquema que muestra las partes de un piezómetro de cuerda vibrante.



Piezómetros de Tubo Abierto.

Conocido también como piezómetros de Casagrande, consiste de un tubo de PVC de una o dos pulgadas de diámetro, conectado a uno de sus extremos a un medio poroso (puede ser tubería ranurada), el cual debe ser colocado en el estrato que queremos medir. Luego esta tubería es colocada en una perforación quedando el extremo superior expuesto al medio ambiente (Figura 4). Posteriormente se coloca un filtro de grava en la zona ranurada y luego se sella con bentonita, esta configuración permite que el nivel la columna de agua reflejada en el tubo solo provenga del estrato medido. Luego se introduce un sonda dentro eléctrica con una cinta metálica dentro del tubo. Cuando la sonda toca el agua se cierra un circuito que hace sonar un timbre, cuando esto sucede la profundidad de la cinta es registrada, este dato representa el nivel de agua. La principal desventaja de este sistema es que tiene un periodo largo de respuesta a los cambio en los niveles freáticos.

Sistema Robotizado de Prismas.

Este sistema consiste de una estación total topográfica robotizada, un software Geomoss Leica, y primas topográficos modelo GPR-12. El sistema consiste de una red de prismas distribuidos en todos los taludes, luego la estación total robotizada realiza mediciones periódicas y automáticas de la posición de cada prima. Esta información es enviada en tiempo real a un servidor, el cual mediante el software Geomos de Leica, procesa la

información y determina la variación en la posición de cada prisma y por consiguiente el movimiento del talud, esta información puede ser visualizada y analizada desde cualquier ordenador conectado a internet. La Figura 5 muestra un esquema general del funcionamiento del sistema de monitoreo.

Figura 4. Esquema de un piezómetro de tubo abierto el cual mide el nivel de agua en un estrato arcilloso, el cual ha sido aislado en la instalación.

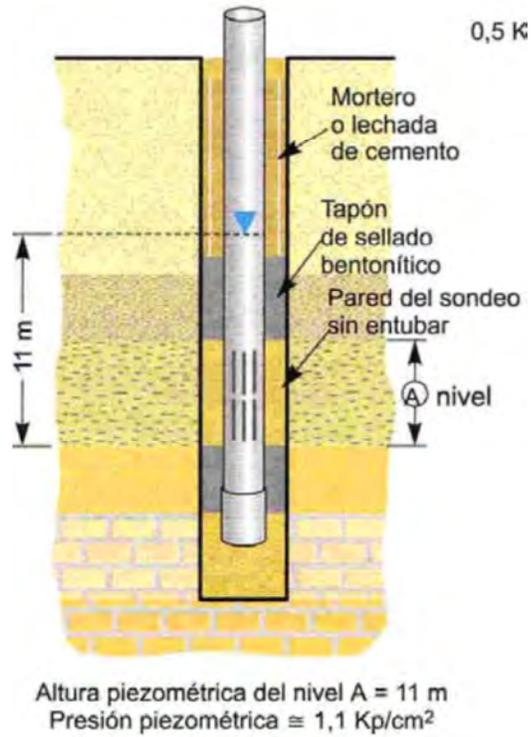
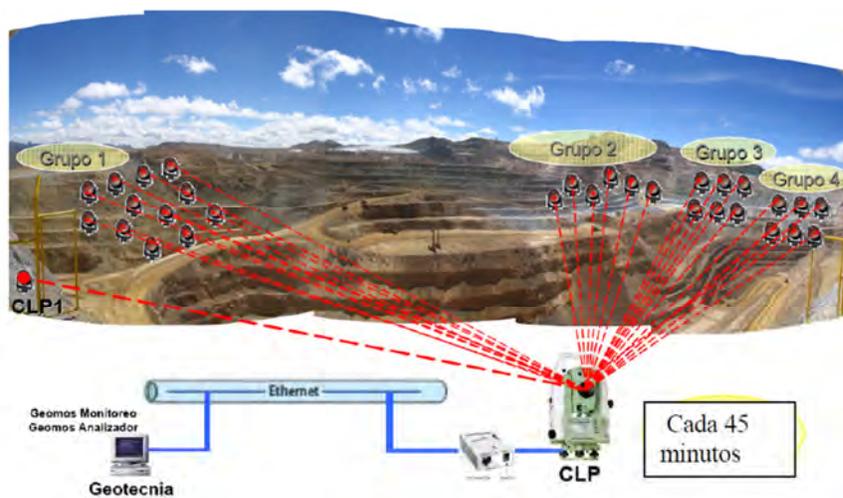


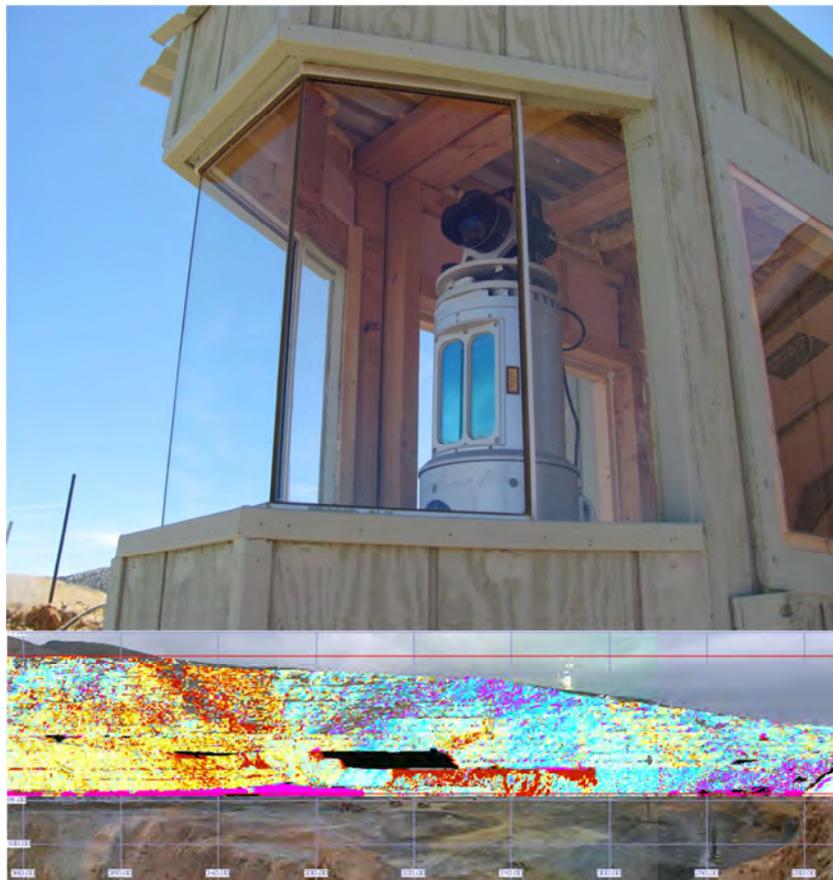
Figura 5. Esquema de un sistema de monitoreo por estación total robotizada Geomos.



Sistema de Escaneo Laser

Este sistema consiste de un equipo de emisión de rayos laser el cual discretiza el talud en una gran cantidad de puntos los cuales son monitoreados cada 7 minutos. El equipo emite un rayo, el cual es reflejado por el punto en el talud, la información del tiempo de retorno del haz, sirve para calcular la posición del punto, lecturas periódicas permiten comparar las diferentes posiciones del punto y por consecuencia el movimiento del talud (ver Figura 6). La información recogida es enviada en tiempo real a un ordenador desde donde se puede analizar estos datos. El principal problema que enfrenta este sistema es que se confiabilidad se puede ver afectada por aspectos climáticos como polvo, neblina, lluvia o reflejo solar. La exactitud de este sistema es de ± 4 mm y su alcance es de 2 kilómetros en condiciones normales.

Figura 6. Vista del equipo de monitoreo laser y del tipo de escaneo que realiza en el talud, los colores cálidos indican zonas de mayor movimiento.



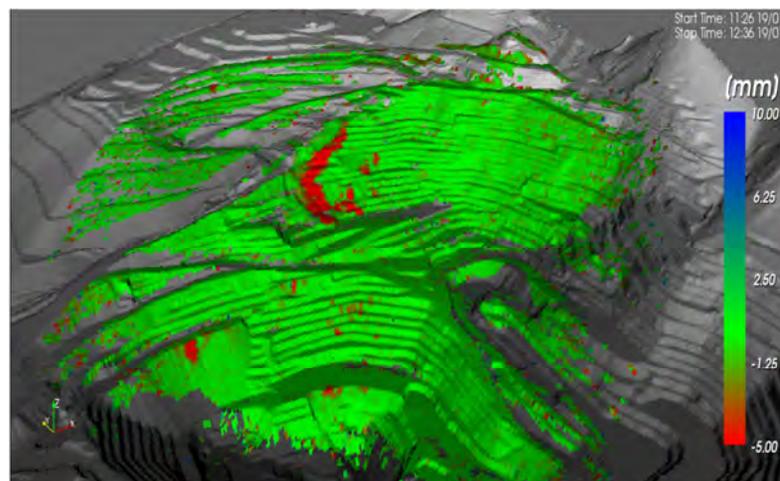
Sistema de Radar Inter-ferométrico

Es un radar coherente de onda continua con capacidades interferométricas, propiedad por la cual dos ondas que coinciden en fase se amplifican, mientras que dos ondas en oposición de fase se cancelan, es de esta manera que el equipo ilumina un sector del talud y analiza el desfase en las ondas reflejadas, este desfase indica movimiento, cuya magnitud es calculada mediante el uso de algoritmos. Esta información es transmitida en tiempo real a ordenadores instalados en cuartos de control. El sistema tiene una exactitud de 1 mm y un alcance de 2 km, siendo su principal ventaja que sus lecturas no se ven afectadas por las condiciones climáticas. Las Figuras 7 y 8 esquematizan algunas características de su funcionamiento.

Figura 7. Vista de la instalación del equipo de radar dentro de un contenedor.



Figura 8. Resultado del barrido de talud por el talud, los colores rojos indican zonas de potenciales deslizamientos.



ANEXO –B

**DESCRIPCIÓN DE TIPOS DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS
REALIZADOS EN EL PROYECTO**

MECÁNICA DE SUELOS

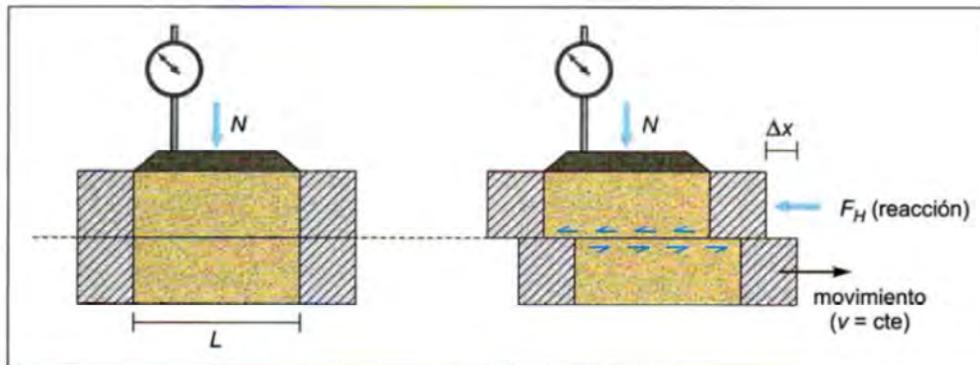
Ensayo de Corte Directo Suelos

El aparato de ensayo se muestra en la Figura 1, se trata de una caja rígida de acero, usualmente de sección cuadrada, que se encuentra dividida en dos mitades y en cuyo interior se coloca la muestra de suelo. Encima de esta se dispone una placa de reparto rígida de acero, usualmente de sección cuadrada, que se encuentra dividida en dos mitades y sobre la que se aplica una carga vertical (N). La inducción de tensiones cortantes en el suelo se logra trasladando horizontalmente la parte inferior de la caja de corte, mientras se impide totalmente el movimiento de la parte superior.

Una prueba completa consiste en ensayar tres especímenes idénticos del mismo material bajo tres cargas distintas (N_1 , N_2 , y N_3) o lo que es lo mismo bajo tres tensiones diferentes (basta dividir N/S_0).

En cada ensayo mientras se obliga a la parte inferior a desplazarse horizontalmente se va midiendo la fuerza que trata de impedir el movimiento (F_H) y la deformación vertical de la muestra, teniendo en cuenta que las paredes de la caja son rígidas la deformación vertical nos dará los cambios volumétricos (δv).

Figura 1. Esquema del ensayo de Corte Directo.



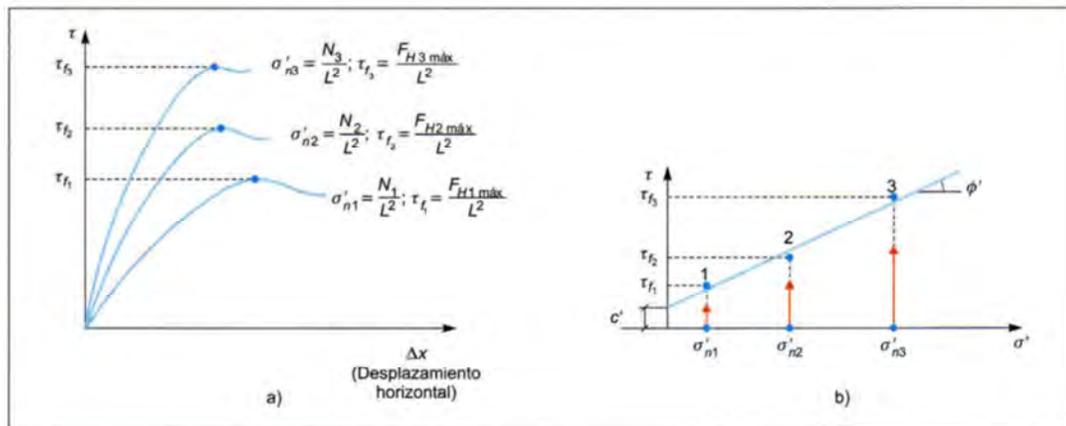
La tensión tangencial (τ) es calculada en intervalos determinados dividiendo la fuerza de reacción F_H entre $L/2$ donde L es la longitud de los lados de la caja. Este proceso se repite en cada uno de los tres especímenes, pero sometidas a tensiones efectivas crecientes, (σ_{n2} y σ_{n3}).

Luego en las abscisas se representa el desplazamiento horizontal (Δx) de la parte inferior de la caja de corte y las tensiones tangenciales (τ) medida para cada valor de dicho desplazamiento. En la Figura 2a se observa este tipo de gráfica.

En la Figura 2b se muestran las tensiones tangenciales máximas de las curvas anteriores junto con las tensiones efectivas normales iniciales. Como puede apreciarse, los puntos representativos (σ_n , τ) de los tres ensayos se pueden unir de una forma bastante aproximada con una recta, que sería la línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura de la que se pueden fácilmente obtener los parámetros (c' y ϕ').

Las principales ventajas de este ensayo es que es rápido, barato, la preparación de muestras es simple, y el principio teórico es elemental. Entre las desventajas están que es un ensayo, están que el plano de rotura es obligado, la distribución de tensiones en la superficie no es uniforme y no se pueden medir presiones intersticiales.

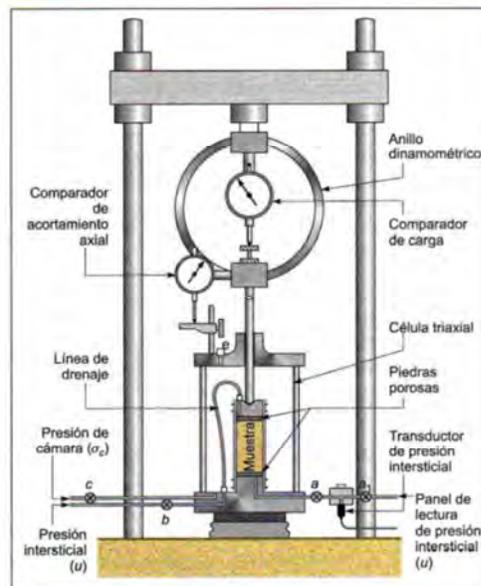
Figura 2. Diferentes tipos de gráfico construidos a partir de ensayos de corte directo en suelos.



Ensayo Triaxiales en Suelos

Es el ensayo más difundido para el estudio de la resistencia al corte en suelos. El ensayo triaxial (Figura 3) consiste en preparar una probeta cilíndrica de suelo altura doble del diámetro, si se desea controlar las presiones intersticiales se colocan piedras porosas en la base y en la parte superior de la probeta.

Figura 3. Esquema del equipo triaxial.



La probeta luego se instala sobre un pedestal metálico de una celda también cilíndrica, dentro de la cual se introduce agua a la que se puede dar presión. Habida cuenta que dicha presión de cámara actúa con la misma intensidad en todas las direcciones, mediante la celda se puede aplicar una presión total isotrópica sobre la muestra $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$.

En la parte superior de la probeta, conectado a ella se coloca un tubo llamado “línea de drenaje”. Este conducto permite aplicar el agua que rellena los poros del suelo la presión intersticial (u).

El sistema de carga solo permite aplicar tensiones isotrópicas, ya sean totales o intersticiales. Para introducir tensiones tangenciales, al igual que en el ensayo de corte directo, lo que se hace es imponer en un modo de deformación que implica la creación de tensiones de corte, que finalmente pueden medirse como una reacción que se opone al movimiento.

En el caso del triaxial se imprime un movimiento ascendente controlado a velocidad constante a toda la celda. Para contrarrestar este movimiento, en la parte superior de la probeta se dispone de un pistón muy rígido, que se encuentra unido a un dinamómetro en donde se mide la reacción necesaria para mantener inmóvil la parte superior de la muestra ($\Delta \sigma_1$). En definitiva, en el ensayo triaxial se pueden controlar las tensiones principales totales, las presiones intersticiales y las tensiones efectivas:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_c + \Delta \sigma_1; & \sigma'_1 &= \sigma_1 - u \\ \sigma_2 &= \sigma_3 = \sigma_c; & \sigma'_2 &= \sigma'_3 = \sigma_c - u \end{aligned}$$

Como puede apreciarse de las expresiones anteriores:

- El sistema de carga aplicado no es completamente general, sino de simetría axial ($\sigma_2 = \sigma_3$).
- La tensión tangencial máxima en cada instante del ensayo viene dada por:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Aunque la versatilidad del aparato triaxial permite llevar a cabo pruebas muy diversas, existen tres tipos de ensayos característicos. En todos ellos se distinguen dos fases diferenciadas:

- La aplicación de una determinada presión isotrópica de la cámara (σ_c), permitiendo o no el drenaje.
- La introducción de tensiones tangenciales hasta la rotura por medio de movimientos ascendentes y el consiguiente aumento en la tensión principal vertical.

En todos los casos, como en el ensayo de corte directo, se llevan a rotura tres muestras idénticas de suelo, sometidas en la primera fase del ensayo a tensiones isotrópicas crecientes ($\sigma_c1, \sigma_c2, \sigma_c3$).

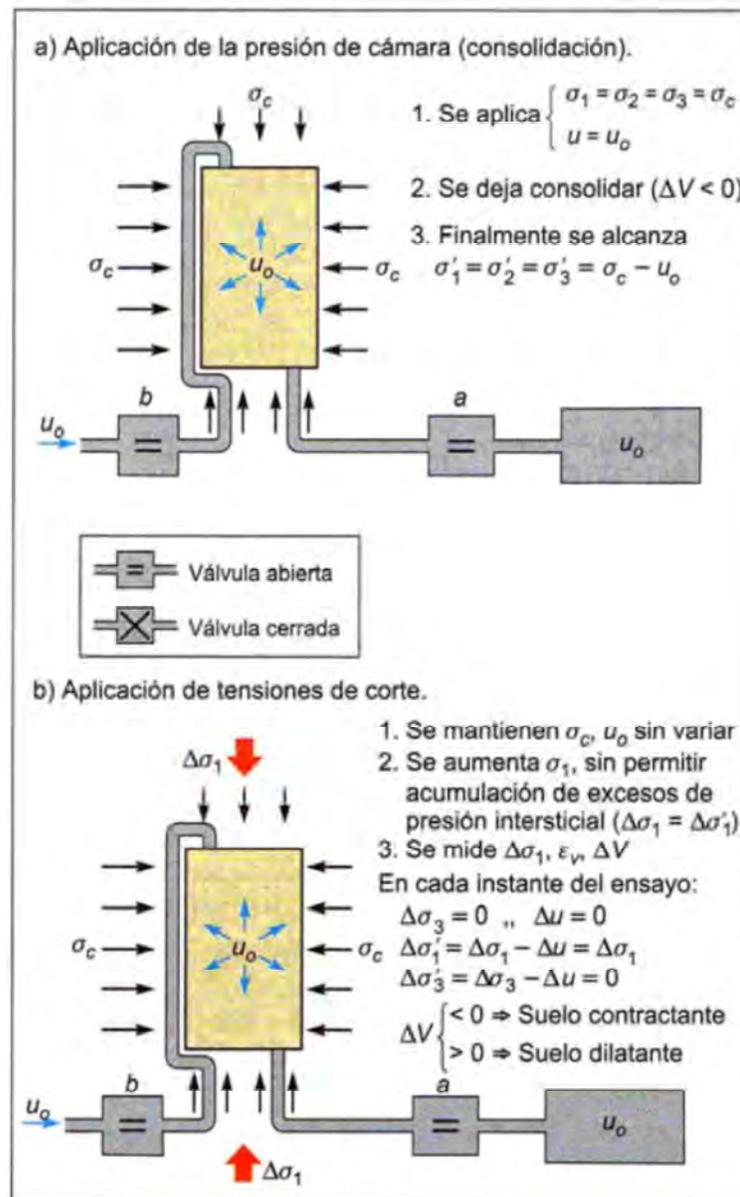
El ensayo triaxial más usado en tajos es el conocido como consolidado – drenado (CD). En la Figura 4 se muestran las dos fases básicas del ensayo. En primer lugar se aplican una presión de confinamiento (σ_c), la cual servirá para consolidar la muestra, en este momento las tensiones actuantes sobre el suelo son las siguientes:

$$\sigma'_1 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_2 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_3 = \sigma_c - u_0$$

Figura 4. Esquema de las etapas de un ensayo triaxial consolidado drenado.

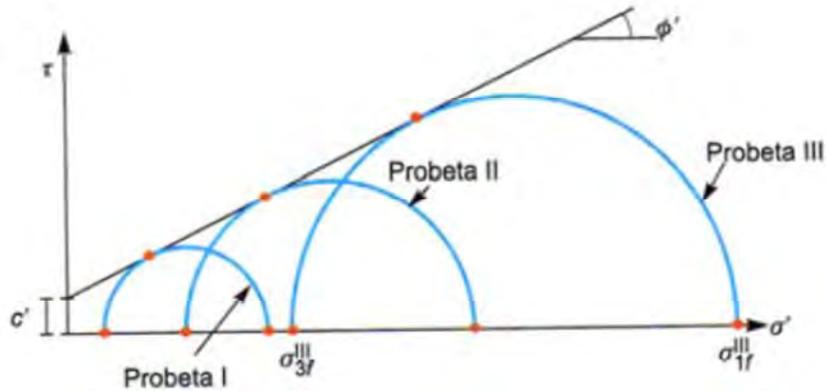


Una vez finalizada la consolidación se puede dar comienzo a la fase de corte, para ello se mantiene invariable la presión de cámara o confinamiento y la presión intersticial de la

fase anterior, luego se imprime una velocidad ascendente a la celda impidiendo el desplazamiento vertical de la probeta mediante el pistón. En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical ($\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma'_1$). La diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta \sigma_1$) se denomina Desviador, y representa el doble de la tensión tangencial máxima en cada momento del ensayo.

En un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma, aplicando a cada una tensiones efectivas isotrópicas de consolidación crecientes en la primera fase (por ejemplo, $\sigma_c - u = 100, 200$ y 300 kPa respectivamente). En cada ensayo se la rotura se alcanza con una tensión vertical $\sigma_{1f} = \sigma'_{1f}$ diferente, mayor cuando más elevada sea la presión efectiva de la cámara inicial. Por tanto, en un diagrama (σ', τ) se podrán dibujar tres círculos de Mohr en tensiones efectivas (Figura 5). Trazando la tangente común a los tres círculos se obtiene la envolvente de rotura en tensiones efectivas, de la que resulta inmediato deducir los parámetros de resistencia al corte del suelo (c', ϕ').

Figura 5. Círculos de Mohr en un ensayo triaxial CD.



Ensayos de Plasticidad

La primera aproximación para clasificar un suelo es la granulometría sin embargo en algunos casos las diferencias son poco claras, por ejemplo entre una arena limo arcillosa y una arcilla limo arenosa, por lo que se utilizan unos índices que definen la consistencia en función del contenido de agua. En este aspecto Atterberg, definió tres límites: el de retracción o consistencia que separa el estado de sólido seco y semisólido, el Límite Plástico W_p , que separa el estado semisólido del plástico, y el Límite Líquido W_L , que separa el estado plástico del semilíquido.

El Límite Plástico W_p se determina amasando suelo seco con poca agua y formando elipsoides, arrollándolos con la palma de la mano, hasta llegar a un diámetro de unos 3 mm y una longitud de unos 25-30 mm. Sin en ese momento, los elipsoides se cuarteán en fracciones de unos 6 mm, su humedad es la del límite plástico (que se determina secando en la estufa varios elipsoides en análogas condiciones). Si no se cuarteán se vuelven a formar elipsoides para que pierdan humedad y lleguen a cuartearse.

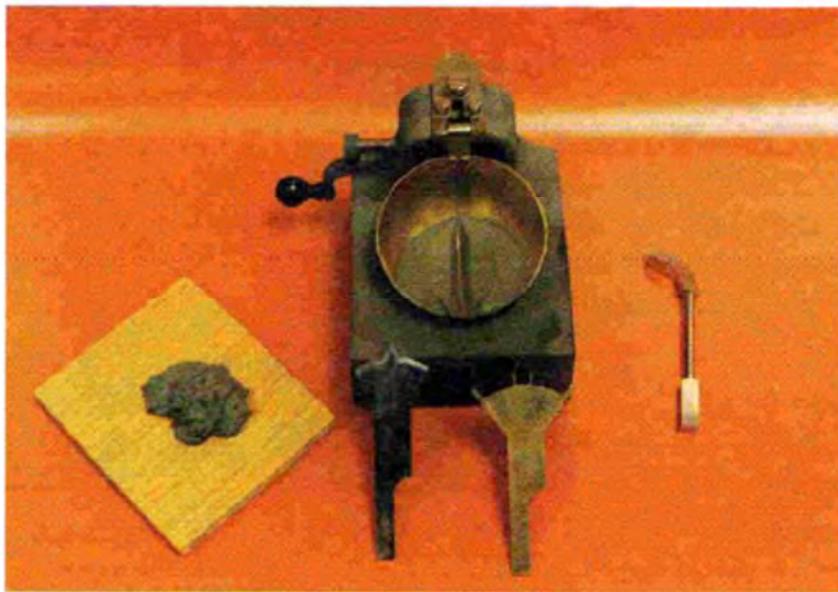
El Límite Líquido W_L se determina amasando bien el suelo seco (previamente disgregado con maza) con bastante agua y extendiendo la maza sobre un molde denominado

Cuchara de Casagrande (Figura 6). Se abre el centro de la masa extendida, un surco con un acanalador, formando un canal de unos 2 mm de ancho en su parte baja. El molde se coloca sobre una base y se somete a golpes controlados. El límite líquido es la humedad cuando al dar 25 golpes se cierra el canal unos 12 mm. Como es difícil conseguir esta condición, se determina la humedad por interpolación, a partir de dos muestras, en las que debe conseguirse el cierre de 12 mm con más y menos golpes que 25.

Determinados W_p y W_l se puede calcular el Índice de Plasticidad I_p , el cual se obtiene con la siguiente relación:

$$I_p = W_p - W_l$$

Figura 6. Cuchara de Casagrande para determinación del Límite Líquido.



MECÁNICA DE ROCAS

Ensayo de Corte Directo

Este ensayo permite determinar en laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a la compresión simple, σ_c , y sus constantes elásticas, el módulo de Young (E) y coeficiente de Poisson (ν).

El ensayo se realiza sobre un cilindro de roca, al que se aplica gradualmente fuerza axial hasta que se produce su rotura (Figura 6). En máquinas de ensayo convencionales la variable de fuerza, se puede controlar, en magnitud y velocidad. Las deformaciones axiales pueden ser medidas con bandas extensométricas. Durante el ensayo se van registrando las curvas esfuerzo deformación σ - ϵ_{ax} de la probeta. La ISRM (1979) establece una serie de recomendaciones con respecto al tallado de las probetas:

- Las probetas deben ser cilindros con una relación de $L/D=2.5-3$ y con $D>54$ mm.
- Las bases de la probeta deben ser planas y paralelas y perpendiculares al eje del cilindro.

La Figura 7 muestra un ejemplo de las curvas esfuerzo deformación obtenidas de este ensayo. Las curvas presentan una rama ascendente hasta alcanzarse la resistencia pico, σ_c , y una rama descendente refleja la pérdida de resistencia. El valor de la fuerza máxima que soporta la probeta dividido por el área sobre la que se aplica la fuerza es su resistencia a la compresión simple. Este parámetro depende hasta cierto punto de la forma y tamaño de la probeta, del contenido de humedad, del régimen y de la velocidad de la carga aplicada, etc.

La rama ascendente de la curva σ - ϵ_{ax} presenta una parte donde la relación entre la carga aplicada y la deformación producida es lineal y se puede asumir que se cumple la ley de Hooke $E= \sigma/\epsilon=$ constante. El módulo de Young, E , es una constante en materialmente elásticamente lineales, donde las deformaciones son recuperables.

Figura 6. Probetas preparadas para el ensayo de compresión con bandas extensométricas y comparadores para las medidas de deformación axial y transversal.

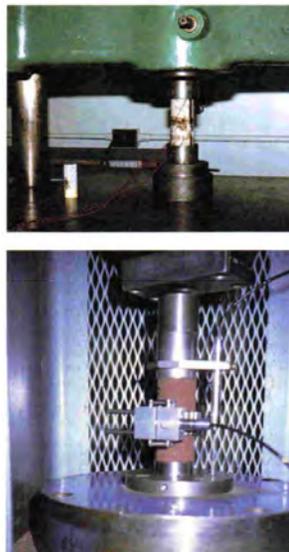
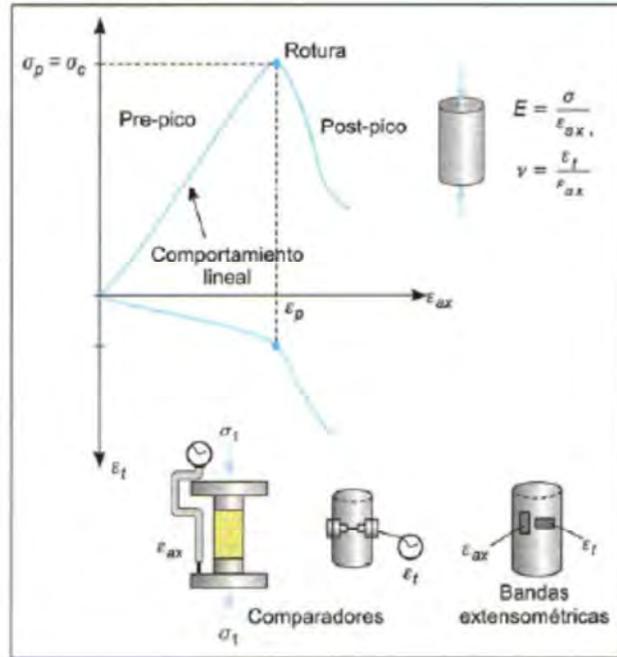


Figura 7. Curvas de esfuerzo – deformación obtenidas del ensayo de compresión simple.



Ensayo de Carga Puntual

El ensayo de carga puntual es un método indirecto para calcular la resistencia uniaxial, teniendo la ventaja frente a este de que es más rápido y barato.

En general existen dos tipos diferentes de ensayo de carga puntual el diametral (Franklin) o el axial (Louise). En ambos casos se puede ensayar probetas o testigos de perforación los cuales son sometidos a una fuerza por medio de dos puntas metálicas cónicas hasta la rotura, estas puntas cónicas son accionadas hidráulicamente y se la magnitud de la fuerza es registrada por un dinamómetro tal como se aprecia en la Figura 8.

Las relaciones matemáticas para calcular el Índice de Carga Puntual (I_s) y la resistencia a la compresión uniaxial para un ensayo del tipo diametral se presenta a continuación:

$$I_s = P/D^2$$

Donde:

I_s = Índice de Car Puntual (Kg/cm^2)

P = Carga Última de Rotura (Kg)

D = Diámetro de la probeta (cm)

La estimación de la resistencia a la compresión uniaxial (d_c), es como sigue:

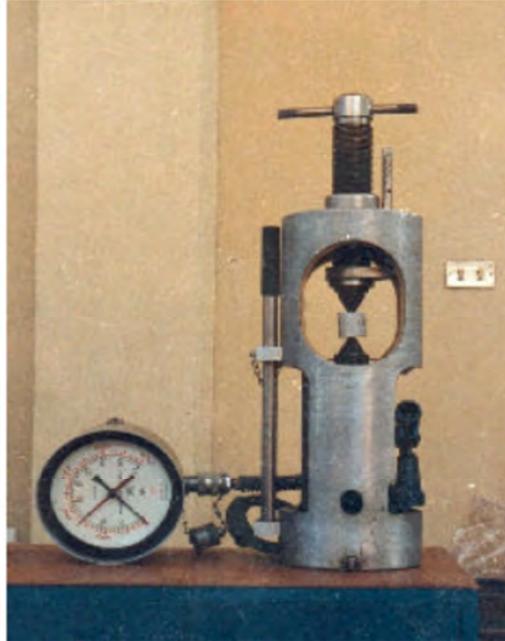
$$d_c = (14+0.175D)I_s$$

Donde:

d_c =Resistencia a la compresión uniaxial en (Kg/cm^2)

D= Diámetro de la probeta en mm.

Figura 8. Equipo de carga puntual con probeta lista para el ensayo axial.



ANEXO –C
MECÁNICA DE ROCAS

ÍNDICE DE RESISTENCIA INTACTA (ISRM)

(Fuente: Ingeniería Geológica. Luis Gonzales Vallejo)

Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,025
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0,5
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1,0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

(ISRM, 1981)

ROCK MASS RATING BENIAWSKI (1976)

(Fuente: ISRM)

RMR BENIAWSKI 1976

Beniawski (1976) publicó los detalles de un sistema de clasificación llamada Rock Mass Rating (RMR), el cual establece una estimación de la calidad del macizo rocoso de acuerdo a la valoración de 6 parámetros:

- Resistencia compresiva uniaxial.
- Índice de calidad de roca (RQD)
- Espaciamiento de discontinuidades.
- Condición de juntas.
- Condiciones de agua subterránea.
- Orientación de las discontinuidades.

El sistema de valoración del RMR 1976 es presentado en la Figura 1. La suma de cada valor asignado a cada parámetro es el RMR, el cual puede variar entre 0 y 100. Existe una clasificación de la calidad del macizo de acuerdo al valor del RMR, esta clasificación es como sigue:

RMR 80 – 100.....Muy Bueno.

RMR 61 – 80.....Bueno.

RMR 41 – 60.....Medio.

RMR 21 – 40.....Pobre.

RMR < 20.....Muy Pobre.

CRITERIO DE ROTURA PARA MACIZOS ROCOSOS

(Fuente: Ingeniería Geológica. Luis Gonzales Vallejo)

Criterio de Hoek y Brown

Es un criterio de rotura válido para macizos rocoso isótropos, y tienen en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción, etc.

El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alterar con matriz resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo esta controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la expresión (Hoek & Brown, 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

donde:

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura.

σ_{ci} es la resistencia a la compresión simple.

m y s son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.

El valor σ_{ci} debe obtenerse de ensayos de compresión simple en laboratorio. Los valores de m y s pueden obtenerse a partir del RMR:

Para macizos sin disturbados:

$$m = m_i \exp \frac{\text{RMR} - 100}{28} \quad s = \exp \frac{\text{RMR} - 100}{9}$$

Para macizos no disturbados:

$$m = m_i \exp \frac{\text{RMR} - 100}{14} \quad s = \exp \frac{\text{RMR} - 100}{6}$$

Donde m_i es el valor correspondiente a la matriz rocosa, que se obtiene de ensayos de compresión triaxial.

Habitualmente se recomienda emplear valores correspondientes a las condiciones de macizo rocoso alterado (disturbado). No obstante existe una cierta confusión a la hora de seleccionar los valores de m y s ya que en la clasificación el término disturbado se refiere tanto al macizo rocoso perturbado por obras de excavación o voladura como al macizo

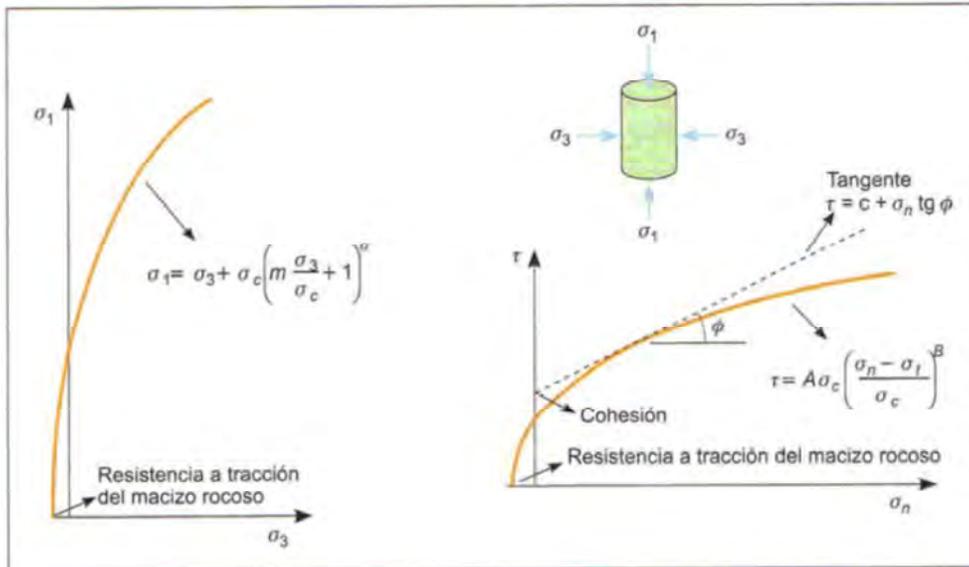
alterado. Por ello los autores han desarrollado una nueva expresión, valida también para macizos alterados y de mala calidad (Hoek, 1994):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Donde m, s y α dependen de las características del macizo rocoso.

La envolvente de Mohr correspondiente a este criterio se expresa en la Figura 2.

Figura 2. Criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown



$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

Donde A y B son constantes del material, σ_n , es el esfuerzo normal en el punto de interés y σ_{tm} es la resistencia a la tracción y viene dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s \sigma_{ci}}{m}$$

Con el fin de ampliar el criterio generalizado, sobre todo en macizos rocosos de baja calidad, y emplear parámetros más geológicos para la evaluación de resistencia, Hoek (1994) y Hoek et al, (1995) han propuesto un índice geológico de resistencia, GSI (geological strength index), que evalúa la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades (Figura 3 y 4).

Figura 3. Caracterización del macizo rocoso en base a su grado de fracturación y estado de juntas.

CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DEL FRENTE				
<p>Basándose en el aspecto de la roca elegir la categoría que mejor describa las condiciones del macizo previo a la excavación. Tener en cuenta que las voladuras pueden crear una impresión falsa sobre la calidad del macizo rocoso, en cuyo caso será necesario realizar algún tipo de ajuste por daños debidos a voladuras; la observación de testigos de sondeos y de frentes de roca en zonas afectadas y no afectadas por voladuras puede ser de ayuda. Para la definición del grado de fracturación (<i>blockiness</i>) debe considerarse la relación entre el tamaño del bloque y la dimensión del frente de excavación.</p>		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con pátinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA						
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	BR/MB	BR/B	BR/M	BR/P	BR/MP
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.	BI/MB	BI/B	BI/M	BI/P	BI/MP
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.	BC/MB	BC/B	BC/M	BC/P	BC/MP
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.	FI/MB	FI/B	FI/M	FI/P	FI/MP

Figura 4. Tabla de estimación del GSI

<p>ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (<i>geological strength index</i>)</p> <p>A partir de la clasificación obtenida en la Figura 3.94 seleccionar el cuadro correspondiente en este abaco y obtener el valor medio del índice GSI.</p>		CONDICIÓN DEL FRENTE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con patinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	80	70			
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.			40	30	
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.				20	10

Los valores de m , s y α , se obtienen mediante las expresiones:

$$m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28}$$

Para macizos con $GSI > 25$

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9} \quad \alpha = 0,5$$

Para macizos con $GSI < 25$

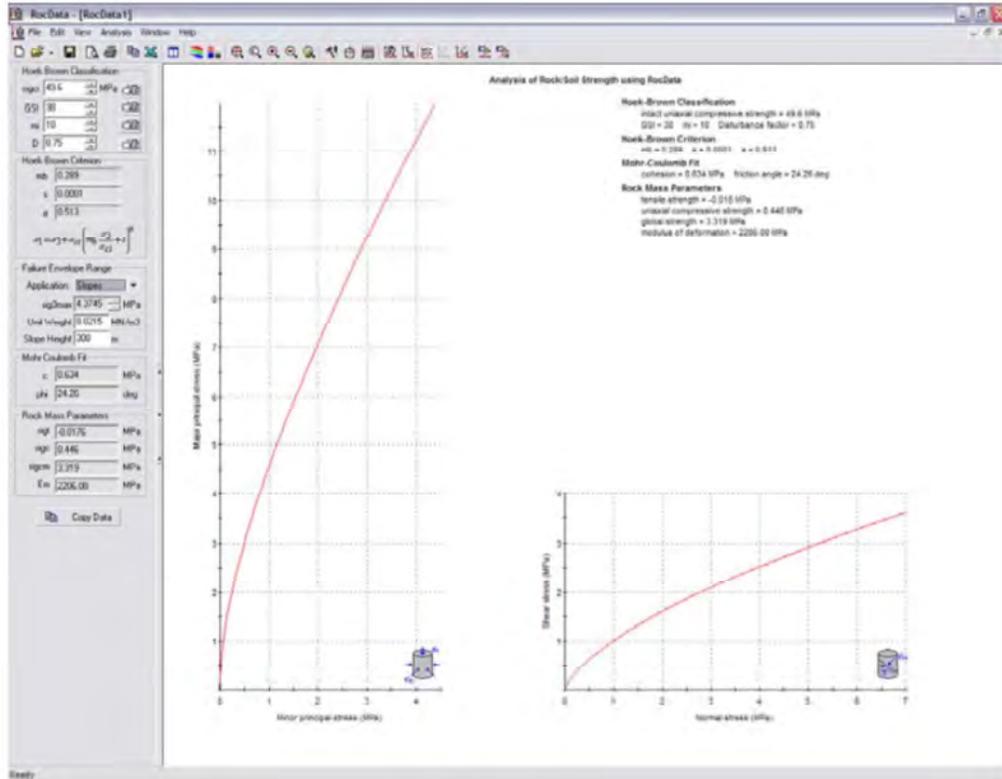
$$s = 0 \quad \alpha = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

El valor de GSI 25 es arbitrario. Para $GSI > 25$ este índice puede obtenerse a partir del RMR, mediante la correlación siguiente, en cuyo caso se debe asignarse un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo y un valor de 0 al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades:

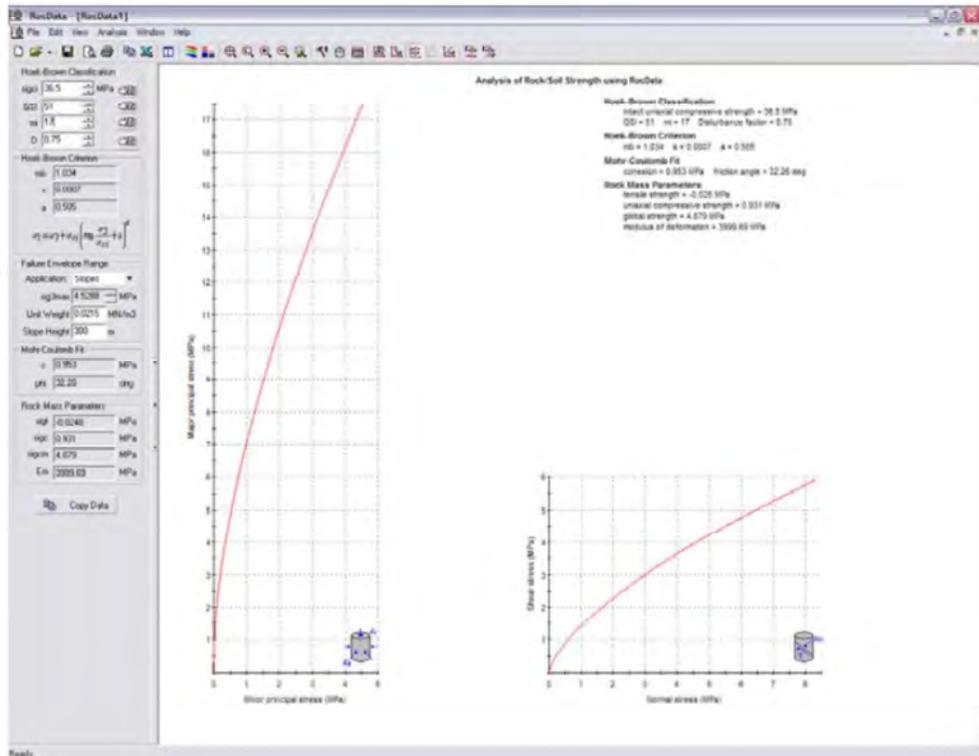
$$GSI = RMR_{(89)} - 5$$

**CURVAS DE ESFUERZO NORMAL Y DE CORTE PARA LOS
MATERIALES DE LA QUINUA Y EL TAPADO**

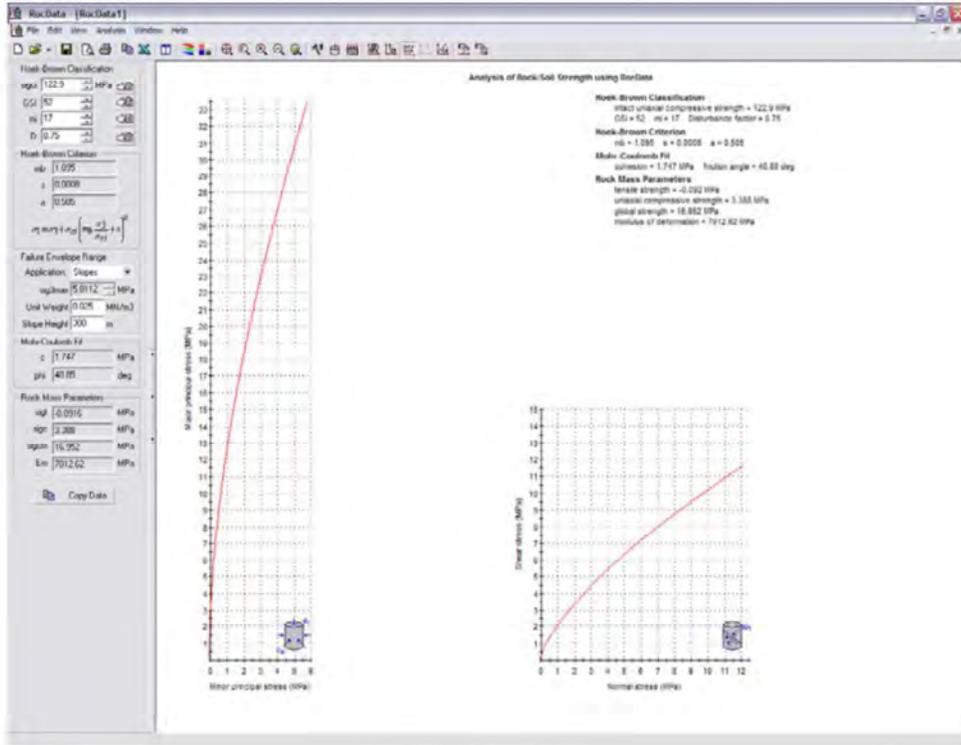
Hoek-Brown Silica Clay I



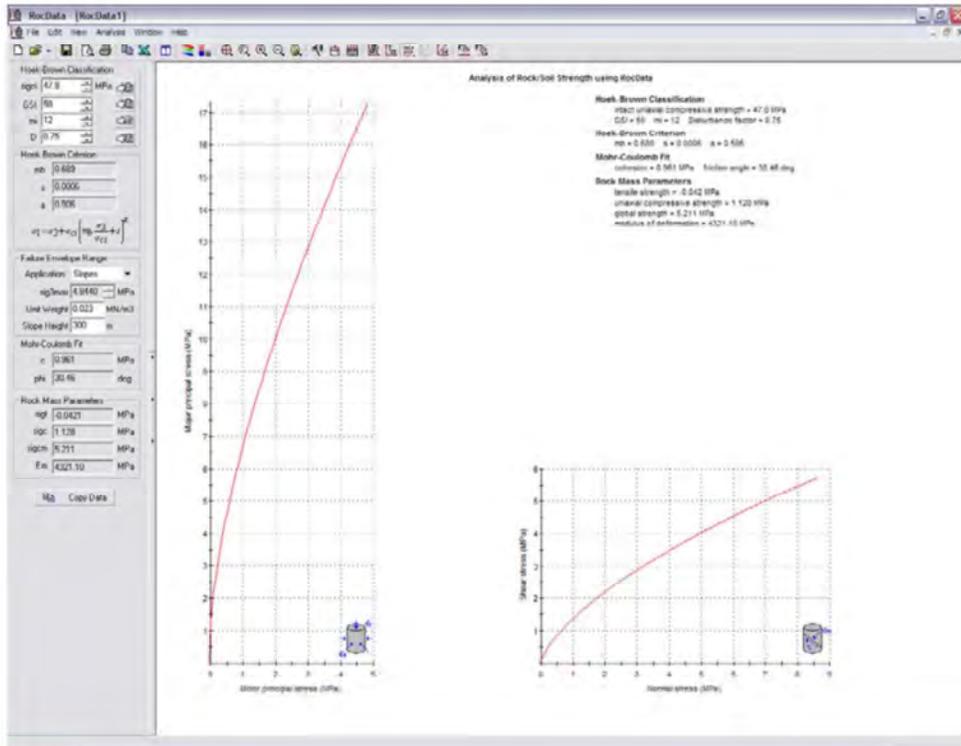
Hoek-Brown Silica Alumite



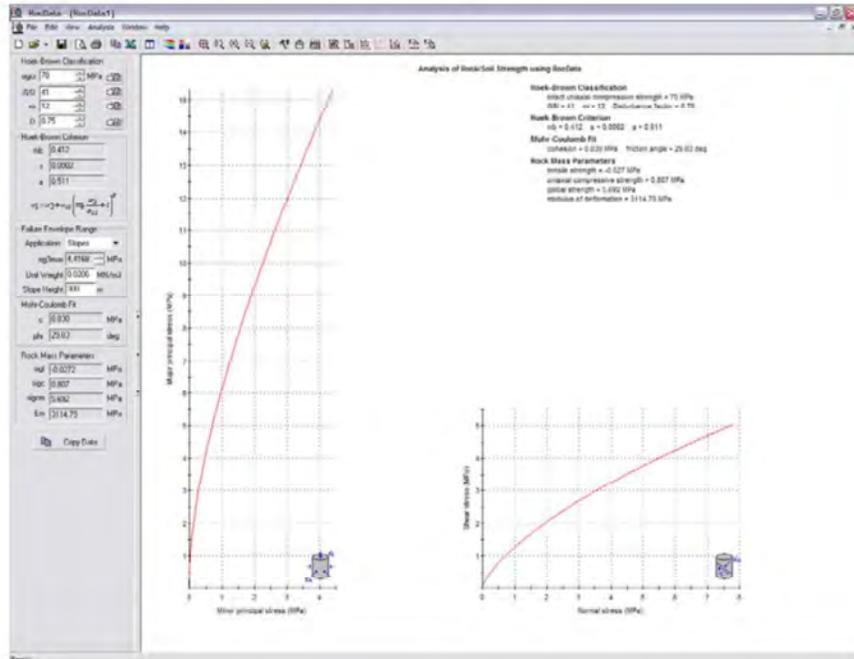
Hoek-Brown Massive Silica



Hoek-Brown Granular Silica



Hoek-Brown Competent Propylitic



ANEXO –D

MÉTODO DE LA VELOCIDAD INVERSA PARA EL PRONÓSTICO DE FALLAS

TRABAJO DE FUKUZONO ET AL, 1985

(En idioma inglés)

Recent Studies on Time Prediction of Slope Failure

T. FUKUZONO

Introduction

Since Saito (1965) proposed a method for predicting the time of failure of a slope based on creep rupture, many activities to establish the method of time prediction of slope failure have been made theoretically, experimentally, or practically. In spite of great achievements of these studies, many people have been killed every year by landslide disasters in the world. We should continue to make efforts to develop more accurate and useful prediction methods to enable mitigation of landslide disasters. In this article, outlines of four interesting recent studies on time prediction of landslides are provided to foster discussion of prediction problems with landslide researchers and field technicians who have been attempting to diminish landslide disasters.

In chronological order, the methods are: (1) the experimental study of Fukuzono and others using large-scale slope models, (2) the time prediction of Hayashi and others with a new concept of dividing tertiary creep into two different stages, (3) the time-prediction method of Azimi and others, and (4) Salt's study on alarm criteria.

Experimental study of Fukuzono and others

Fukuzono and others have been conducting slope-failure experiments using a large-scale rainfall simulator and slope models (Fig. 1). The models were 5m high and 4m wide; the depth of the soil layer was 1m and the gradient of 30 and 40 degrees was made uniform by placement of sandy and cohesive soils. Artificial rainfall was applied continuously until a catastrophic failure occurred, and surface displacement was measured from the stable state to final catastrophic failure.

Fukuzono and others found that the increment of the logarithm of acceleration was proportional to the logarithm of velocity of surface displacement immediately before catastrophic failure. The relation is represented by

$$\frac{d^2x}{dt^2} = A \left(\frac{dx}{dt} \right)^m \quad \dots (1)$$

where x is surface displacement, t is time, and A and m are constants. The concept of the above equation has been

applied to other catastrophic phenomena by Voight (1988, 1989).

The integrated velocity is a power function of t for $0 < m < 1$, an exponential function of t at $m = 1$, and a negative power function of $t_r - t$ at $m > 1$. According to results of their experiments (Fukuzono, 1985, 1989) and the study by Varnes (1983), m is larger than 1 for about 80 percent of all measured landslide surface displacements in the past and m is 2 for about 50 percent of those measurements.

The function at $m > 1$ is represented by

$$\frac{dx}{dt} = \frac{a}{(t_r - t)^n} \quad \dots (2)$$

$$\text{where } a = (A(m-1))^{-\frac{1}{m-1}},$$

$$n = \frac{1}{m-1},$$

and t_r : time of failure.

Assuming that m is larger than 1, Fukuzono (1985, 1989) proposed a simple method of predicting the time of failure using the reciprocal of mean velocity. The curve of the reciprocal of velocity is concave at $1 < m < 2$, linear at $m = 2$, and convex at $m > 2$. The first procedures illustrated in Fig. 2, assuming m is 2, are



Fig. 1 View of model slope just after failure.

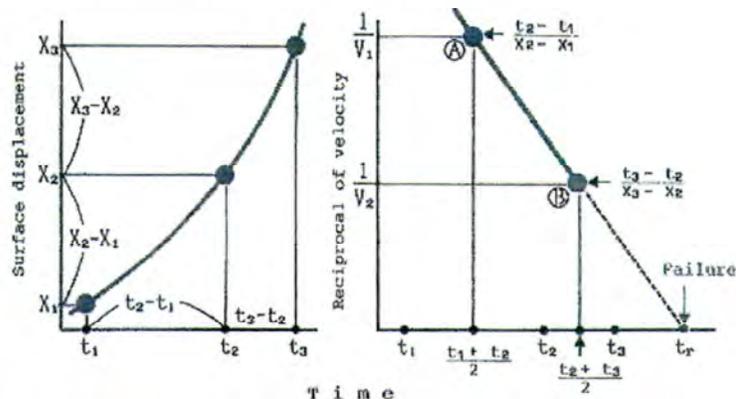


Fig. 2 Diagrams illustrating method for calculating reciprocal of mean velocity from surface displacement and for predicting the failure time.

STOLEN FROM

Landslide News

No.4 (July 1990)

Although alarm criteria have been derived primarily from field data, they also have geotechnical bases. These are residual-strength testing and frictional-heating concepts.

(a) Residual shear strength of soils is dependent on rate of shearing. Residual-strength testing in the laboratory is usually a rate-controlled test, that is, stress is measured as the dependent variable and plotted as the ordinate. However, in the field, gravity imposes a stress-controlled "test."

Changes of shearing rate as related to shear-stress ratio, which is the shear strength normalized with respect to the shear stress developed at an arbitrary standard shearing rate of 10 mm/day, are shown in Fig. 7. The factor of safety is given by the reciprocal of the normalized shear-stress ratio. Small changes from the defined safety factor become highly significant when assessing changes in velocity of an actively moving slide.

Fig. 7 also shows that the change in velocity of slides in soils with low clay contents is more sensitive to small changes in safety factor than are soils with high clay contents, which tend to be more tolerant (Salt, 1989).

(b) Frictional heating effects — Smith and Salt (1988) have expressed the frictional heating effects of the landslide-acceleration mechanism as follows:

"To analyze the viability of this phenomenon as a landslide accelerating mechanism it is assumed that all the gravitational potential energy lost with the downslope movement is transferred by friction into heat energy along a discrete failure surface. This heat is then assumed to dissipate equally in both directions away from the failure plane which, with the first assumption, forms a boundary condition for the general heat equation. Assuming an isothermal boundary exists at function of time. Noting that the coefficient of thermal expansion of water is about 8 times that of common rock forming minerals and using the basic principles of mass conservation, a partial differential equation can be written which relates temperature change to pore pressure change. Consolidation theory can then be used to analyze the dissipation of these pore pressures which, with a finite difference numerical procedure, allows excess pore pressures to be calculated as a function of time.

Qualitatively the effect of pore fluid heating will become significant when the

energy input from the sliding mass cannot be dissipated quickly enough, causing increased temperatures along with excess pore pressures if insufficient drainage can take place. This results in a decrease in the effective stress, a loss of strength and a decrease in the factor of safety. In these conditions, the slide will accelerate and the process will cascade, giving a sudden loss of stability."

From both (a) and (b) above, therefore, it is apparent that the geotechnical characteristics of failure-surface soils are very relevant to the selection of threshold movement rates for alarm criteria.

Concluding remarks

It is very important to be able to predict the time of catastrophic failure of landslides in order to apply mitigative measures. A number of researchers have been studying prediction methods from various points of view and in various situations. In this article, summaries of four current studies on practical time prediction of landslides were introduced. I am afraid that all of the original ideas and concepts of each study are not expressed. Please read the following references and contact the individual researchers to get more accurate and detailed information.

References

- Asaoka, A. (1978): Observational procedure of settlement prediction, and Foundations, Vol.18-4, p.87-101.
- Azimi, C. et al. (1988): Forecasting time of failure for a rockslide in gypsum, Proc. of 5th I.S.L., Vol.1, p.531-536.
- Fukuzono, T. (1985): A new method for predicting the failure time of slope, Proc. of 4th I.C.F.L., Tokyo, p.145-150.
- Fukuzono, T. (1989): A simple method for predicting the failure time of slope — Using reciprocal of velocity —, Technology for Disaster Prevention, Science and Technology Agency, Japan & International Cooperation Agency, Japan, Vol.13, p.111-128.
- Hayashi, S. et al. (1988): On the forecast of time to failure of slope (II)-

Approximate forecast in early period of the tertiary creep-, Journal of Japanese Landslide Society, Vol.25-3, p.11-16 (in English).

Saito, M. (1965): Forecasting the time of occurrence of slope failure, Proc. of 6th I.C.S.M.F.E., Montreal, 2, p.537-541.

Saito, M. (1969): Forecasting time of slope failure by tertiary creep, Proc. of 7th ICSMFE, Mexico, Vol.2, p.677-683.

Salt, G. (1988): Landslide mobility and remedial measures, Proc. of 5th I.S.L., Vol.1, p.757-762.

Salt, G. (1989): Alarm criteria for hazardous landslides, unpublished (15 pages).

Smith, N. & Salt, G. (1988): Predicting landslide mobility, An application to the east Abbotsford slide, New Zealand, Proc. of 5th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Sydney, p.567-573.

Varnes, D.J. (1983): Time-deformation relations in creep to failure of earth materials, Proc. of 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Vol.2, p.107-130.

Voight, B. (1988): A method for prediction of volcanic eruptions, Nature, Vol.332, No.6160, p.125-130.

Voight, B. (1989): A relation to describe rate-dependent material failure, Science, Vol.243, p.200-203.

T. FUKUZONO
National Research
Institute for
Earth Science and
Disaster Prevention
Tennodai, Tsukuba
Ibaraki 305, JAPAN

Remarks

The paper by Salt, G. (1989) was sent to the the Landslide News Secretariat. It was too long for this newsletter, so the Landslide News Secretariat arranged that it be introduced in this article.

Landslide Dams from the November 1988 Storm Event in Southern Thailand

J.V. DEGRAFF

On 19-23 November 1988, a major storm passed across the southern peninsula of Thailand. Numerous landslides

occurred in Khao Luang, the main mountain range in the provinces of Nakhon Si Thammarat and Surat Thani (Fig. 1).

CASO DE APLICACIÓN DEL CRITERIO DE VELOCIDAD INVERSA

MINA GOLDSTRIKE - NEVADA

Falla en Cuña Turkey-Gaerspeak – Mina Goldstrike Nevada

Este deslizamiento fue monitoreado con 11 prismas desde el 15 de Junio del 2001, la cuña inestable es mostrada en la Foto 1 antes del deslizamiento y en La Foto 2 después del deslizamiento.

Foto 1. Cuña Turkey-Gaerspeak antes del deslizamiento.

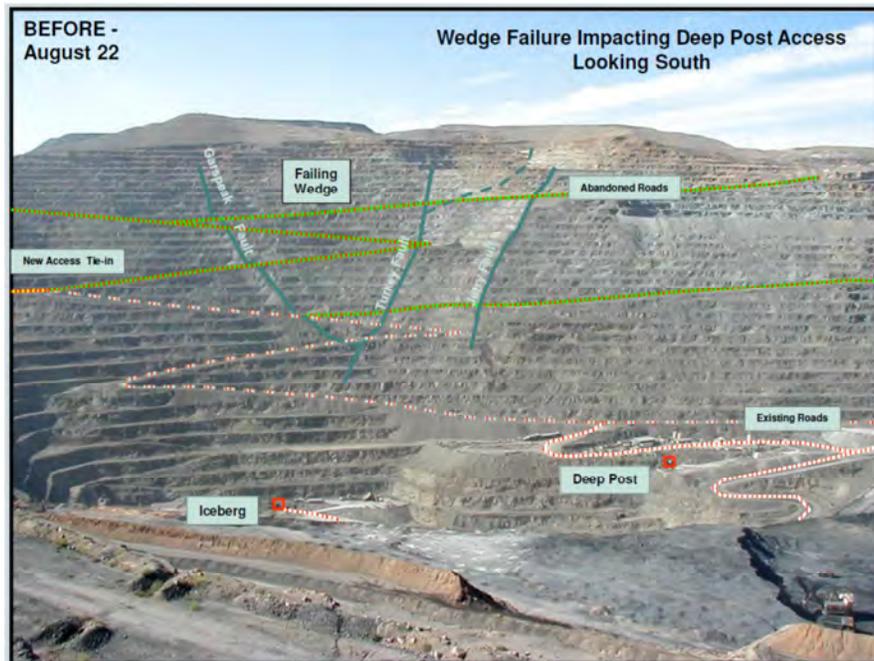
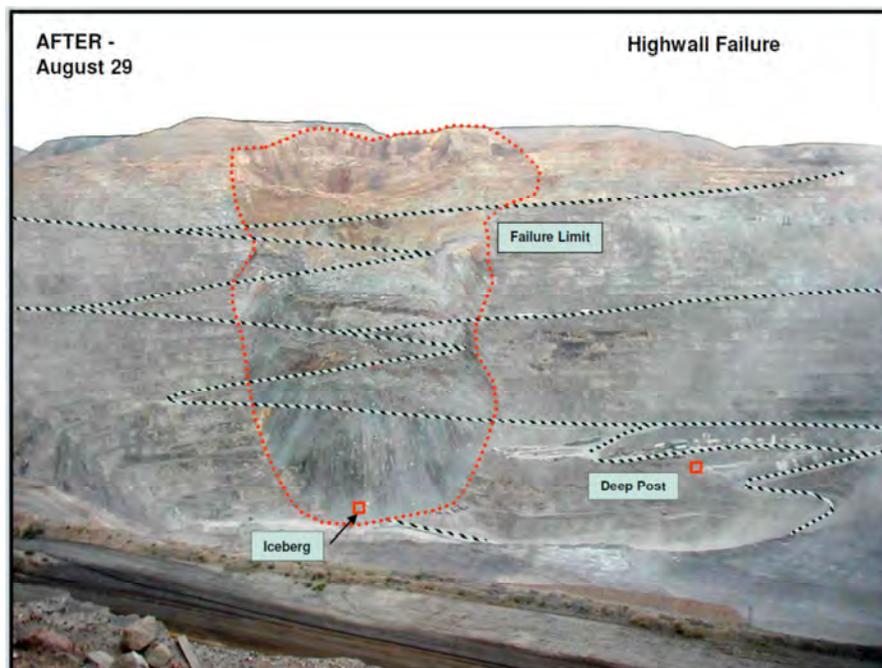
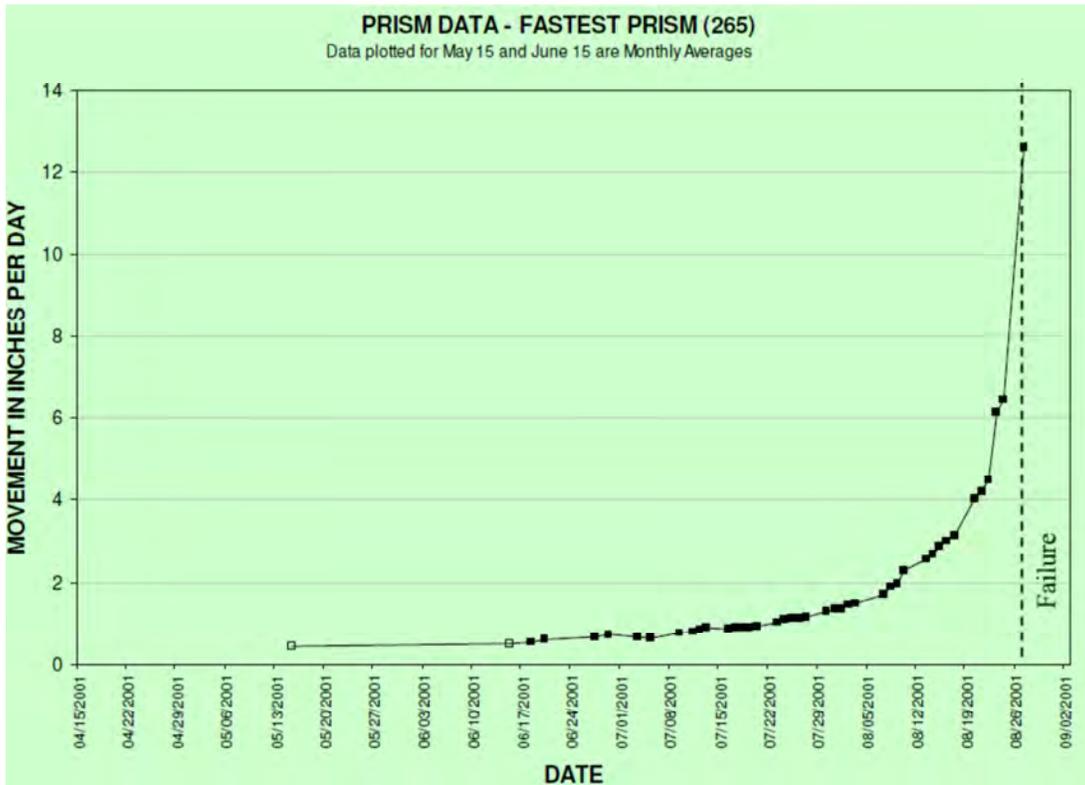


Foto 2. Cuña Turkey-Gaerspeak después del deslizamiento.



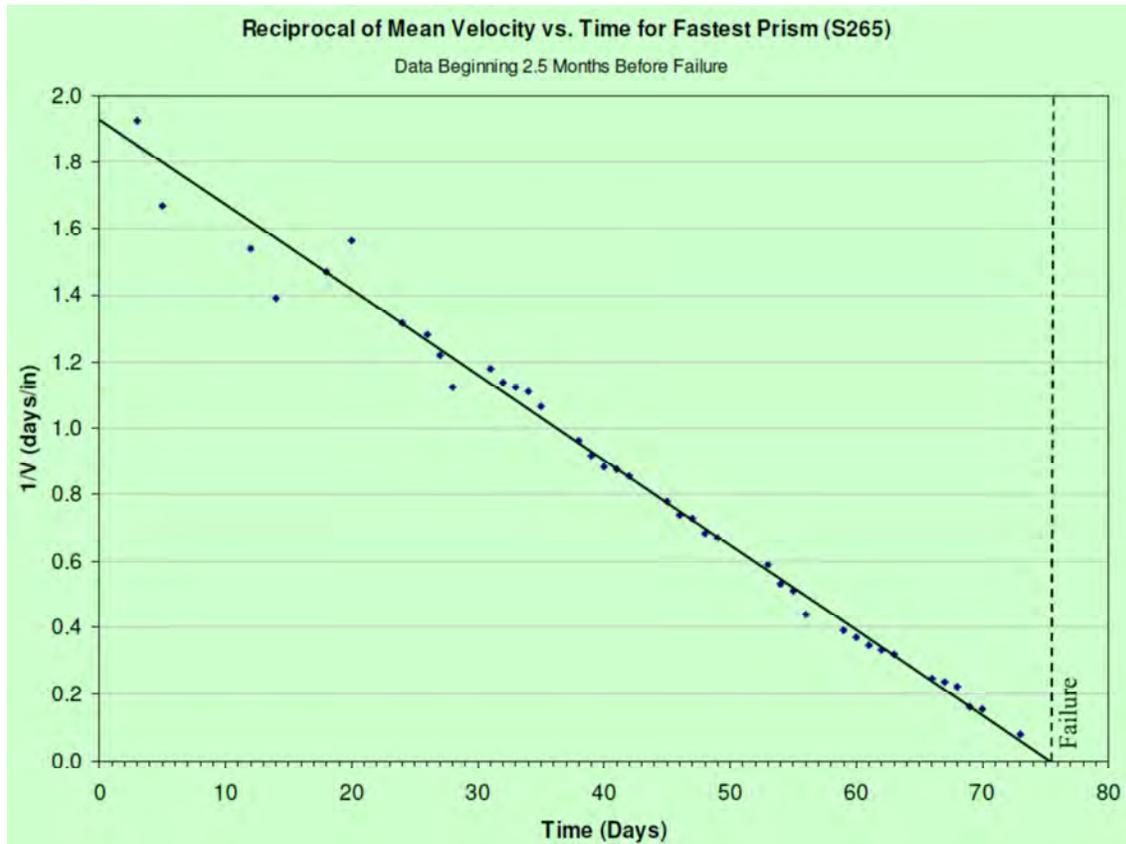
En la Figura 1 se aprecia la velocidad del prisma más rápido, donde se observa claramente una aceleración desde el 29 de Agosto, sin embargo la falla ocurrió el 29 de Agosto. Es claro que en este tipo de gráfico resulta difícil realizar algún tipo de predicción.

Figura 1. Gráfica de velocidad del prisma más rápido.



Sin embargo si graficamos el recíproco de velocidad (Figura 2), observaremos que el tiempo de predicción de falla (intersección de la recta con las abscisas) fue el día 75, y el evento de falla ocurrió en las primeras horas del día 75 (29 de Agosto). Este hecho demuestra que el criterio de la velocidad inversa es un método muy útil para predecir el tiempo de falla en taludes inestables.

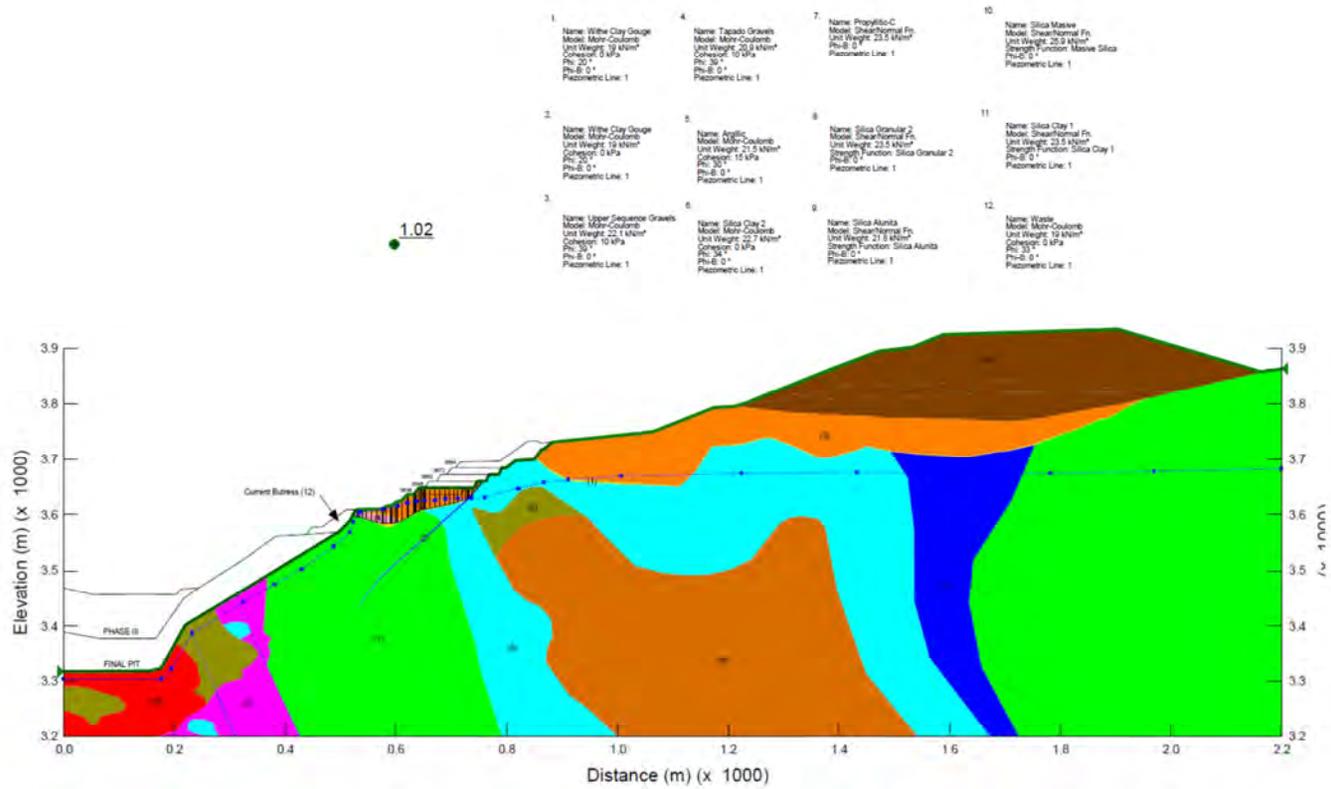
Figura 2. Gráfica de inverso de velocidad del prisma más rápido.



ANEXO –E
ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO
INESTABILIDAD 2008

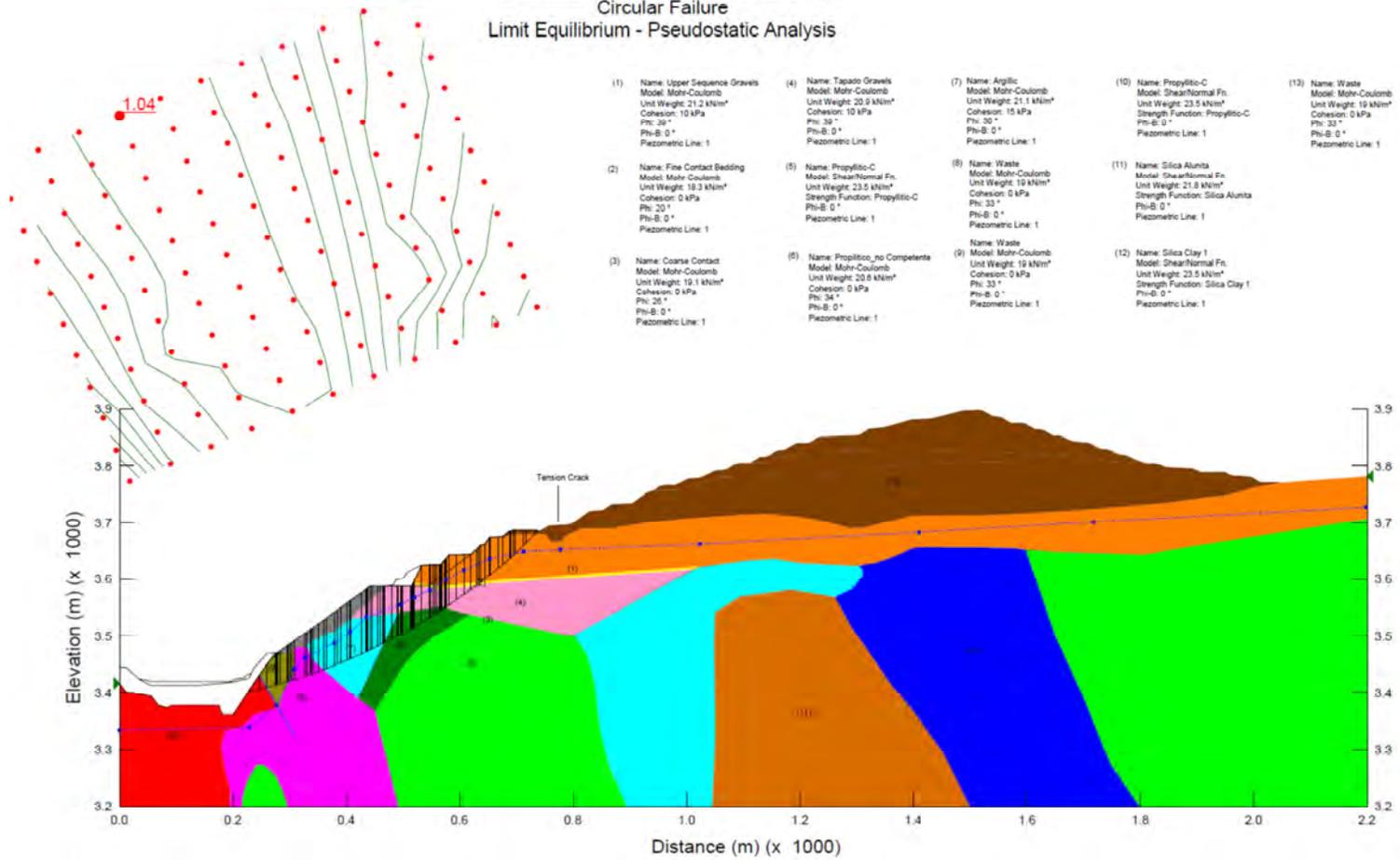
Análisis Seudo-estático de La Sección N, representativa del Bloque Este.

LA QUINUA PIT NORTH WALL
 GEOTECHNICAL REVIEW
 Final Design
 Section N
 Unloading at Level 3648
 Block Failure
 Limit Equilibrium - Pseudostatic Analysis



Análisis Seudo-estático de La Sección F, representativa del Bloque Oeste.

LA QUINUA PIT NORTH WALL
 GEOTECHNICAL REVIEW
 Section F
 Final Design_Butress 30m_Unloading
 Circular Failure
 Limit Equilibrium - Pseudostatic Analysis



ANEXO –F
ANÁLISIS SÍSMICO

**MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES
PERMANENTES**

MAKDISI Y SEED 1978

(TRADUCIDO Y RESUMIDO DEL TRABAJO ORIGINAL)

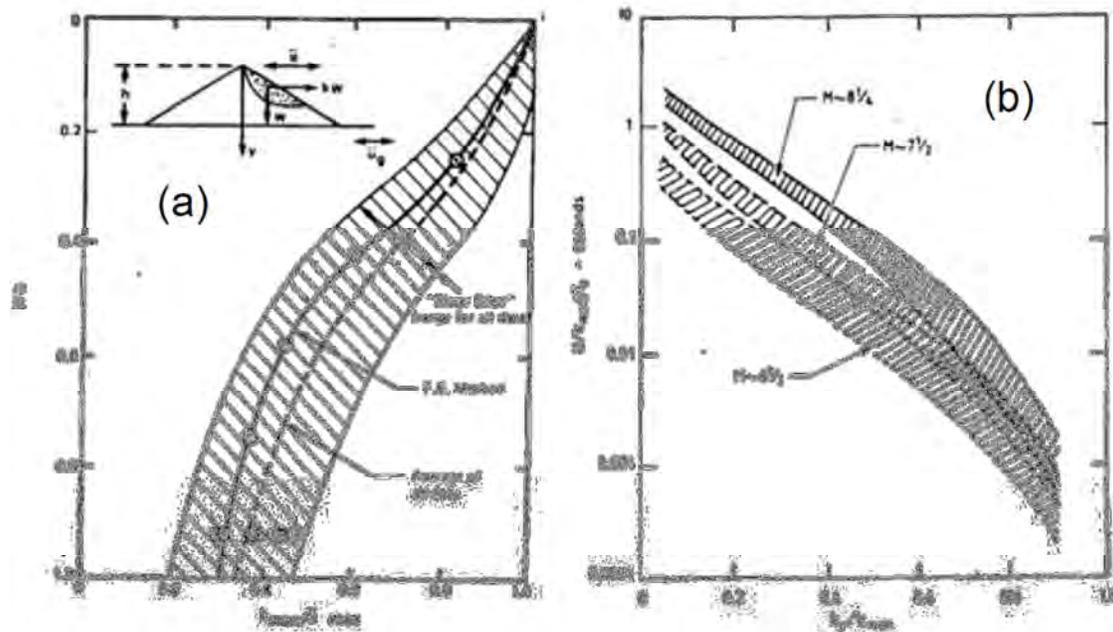
Método de Makdisi y Seed

Una de las asunciones del método de Newmark es que la aceleración del terreno es constante a lo largo del bloque deslizante. Esto quizás no sea del todo real para terraplenes los cuales pueden deformarse durante la vibración. Para cuantificar la variabilidad en la aceleración del terreno a lo largo del bloque deslizante, Makdisi y Seed (1978) refinaron el método de Newmark usando un promedio de aceleración aplicado a taludes.

Makdisi y Seed luego calcularon la variación del desplazamiento permanente con un ratio de aceleración producida (a_y) y una aceleración de terreno pico máxima (a_{max}) y una magnitud de sismo (M), a varias presas hipotéticas y reales a varias aceleraciones de terreno producida por sismos registrados para diferentes magnitudes dadas.

Los desplazamientos permanentes calculados por Makdisi y Seed para diferentes cocientes a_y / a_{max} y magnitudes de sismos son presentados en la Figura 1.

Figura 1. (a) Variación del promedio de aceleración con la profundidad de una potencial superficie de falla originada por un sismo (b) Deformación normalizada permanente con la aceleración producida para sismos con diferentes magnitudes. U: desplazamiento; T_0 : periodo natural.



El procedimiento para para estimar las deformaciones sísmicas es como sigue:

1. Determinar la aceleración pico de diseño (U_{max}). Esto puede ser obtenido de estudios de riesgo sísmico.
2. Dterminar el periodo natural, puede ser obtenido usando $T_0=2.61*h/V_s$ (V_s =velocidad de la onda de corte, h = altura de la presa).

3. Determinar la aceleración producida, llevando a cabo un análisis pseudo-estático con diferentes aceleraciones. La aceleración producida es la aceleración que da un factor de seguridad igual a 1.
4. Determinar la altura de la masa deslizante potencial (y) a partir del paso 3 y calcular el cociente y/h , donde h es la altura máxima de la presa o talud.
5. Usando la Figura 1a, determinar la aceleración promedio máxima, K_{max} .
6. Calcular K_y/K_{max} usando la Figura 1b, determinar los desplazamientos normalizados (g : aceleración de la gravedad). Conociendo g y T_0 , se puede calcular el desplazamiento.

**CÁLCULO DE DEFORMACIONES PERMANENTES PARA LA INESTABILIDAD DEL
2008 UTILIZANDO EL MÉTODO DE MAKDISI Y SEED**

Earthquake Induced Deformations Makdisi and Seed (1977)

Step 1: Simplified Procedure for Computing Maximum Crest Acceleration and Natural Period

Section N: Final Design After Unloading 3636 bench

Altura, h	52	m	170.6	pies
Peso Unitario, γ	22.1	kN/m ³	140.8	lb/ft ³
Densidad de Masa, ρ			4.4	slugs/ft ³
Modulo Cortante Máximo, G_{max}			7,522.1	Kips/ft ²
Velocidad de onda de corte máxima, V_{max}	400	m/seg	1,312.3	pie/seg

Iteración	V_s pies/seg	V_s/V_{max}	$(V/V_{max})^2$	G/G_{max}	Def. Cort.	Amort.	Frecuencias Naturales			Periodos			Aceleraciones Espectrales			Aceleraciones Máximas			U_{max}	(rave)eq
							W_1	W_2	W_3	T_1 (seg)	T_2 (seg)	T_3 (seg)	S_{a1}	S_{a2}	S_{a3}	U_{max1}	U_{max2}	U_{max3}		
1	984.25	0.75	0.56	0.56	0.03%	10.0%	13.8	31.8	49.9	0.45	0.20	0.13	0.320	0.330	0.270	0.512	0.350	0.232	0.66	0.011%
2	1098	0.84	0.70	0.70	0.01%	8.2%	15.4	35.5	55.7	0.41	0.18	0.11	0.380	0.370	0.300	0.608	0.392	0.258	0.77	0.010%
3	1114	0.85	0.72	0.72	0.01%	8.0%	15.7	36.0	56.5	0.40	0.17	0.11	0.380	0.374	0.300	0.608	0.396	0.258	0.77	0.010%

Step 2: Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deformations

U_{max}	0.77	g
T_0	0.40	seg

γ/H	K_y	K_{max}/U_{max} (See Fig 1)	K_{max}	K_y/K_{max}	$U/K_{max}gT_0$ (See Fig 2)	Perm. Displac. (cm)	Range of Perm. Displac. (cm)
1.00	0.06	0.34	0.260	0.231	0.238	24.38	Insignificant

Fig 1: Variation of Maximum Acceleration Ratio with Depth of Sliding Mass

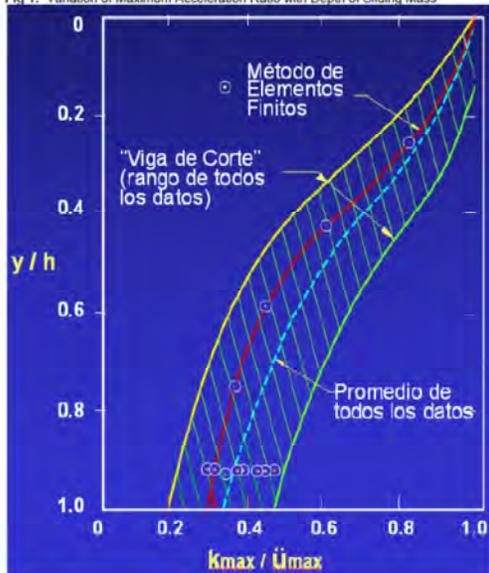
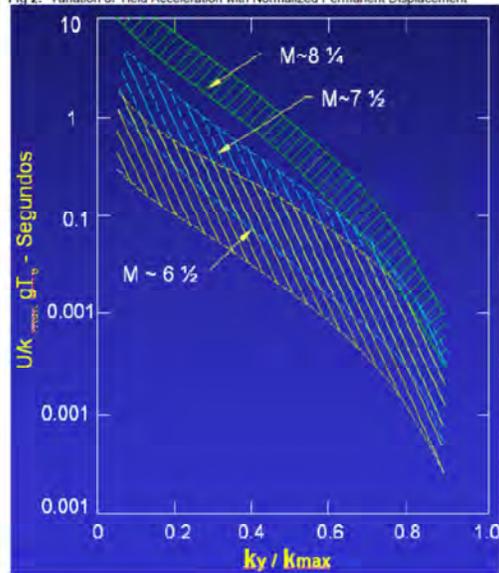


Fig 2: Variation of Yield Acceleration with Normalized Permanent Displacement



Earthquake Induced Deformations Makdisi and Seed (1977)

Step 1: Simplified Procedure for Computing Maximum Crest Acceleration and Natural Period

Section D: Final Design Buttrss 45m, Step Out 40m

Altura, h	161	m	528.2	pies
Peso Unitario, γ	20.6	KN/m ³	131.1	lb/ft ³
Densidad de Masa, ρ		4.1	slug/ft ³	
Modulo Cortante Máximo, G_{max}		7.011.5	Kip/ft ²	
Velocidad de onda de corte máxima, V_{max}	400	m/seg	1,312.3	ft/seg

Iteración	V_s pies/seg	V_u/V_{max}	$(V/V_{max})^2$	G/G_{max}	Def. Cort.	Amort.	Frecuencias Naturales			Periodos			Aceleraciones Espectrales			Aceleraciones Máximas			U_{max}	(r/ave)eq
							W_1	W_2	W_3	T_1 (seg)	T_2 (seg)	T_3 (seg)	S_{a1}	S_{a2}	S_{a3}	U_{1max}	U_{2max}	U_{3max}		
1	984.25	0.75	0.56	0.56	0.03%	10.0%	4.5	10.3	16.1	1.40	0.61	0.39	0.130	0.270	0.350	0.208	0.286	0.301	0.46	0.014%
2	1090	0.83	0.69	0.69	0.01%	6.9%	5.0	11.4	17.9	1.27	0.55	0.35	0.150	0.290	0.530	0.240	0.307	0.456	0.60	0.013%
3	1090	0.83	0.69	0.69	0.01%	6.9%	5.0	11.4	17.9	1.27	0.55	0.35	0.150	0.290	0.530	0.240	0.307	0.456	0.60	0.013%

Step 2: Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deformations

\bar{U}_{max}	0.60	g
T_s	1.27	seg

y/H	K_y	K_{max}/\bar{U}_{max} (See Fig. 1)	K_{max}	K_y/K_{max}	$U/K_{max} \cdot g \cdot T_s$ (See Fig. 2)	Perm. Displac. (cm)	Range of Perm. Displac. (cm)
1.00	0.09	0.34	0.203	0.444	0.051	12.88	Insignificant

Fig 1: Variation of Maximum Acceleration Ratio with Depth of Sliding Mass

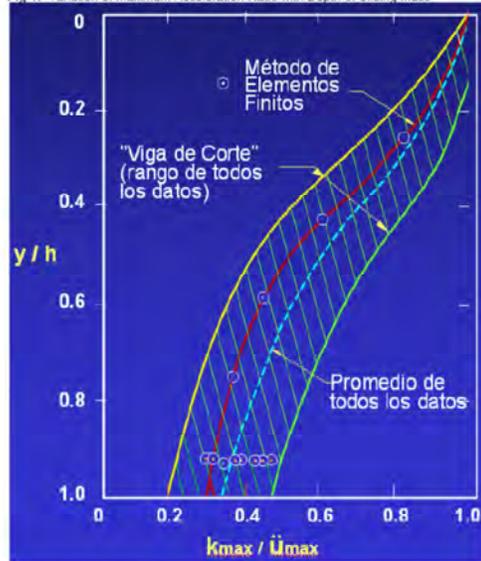


Fig 2: Variation of Yield Acceleration with Normalized Permanent Displacement

