

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE ORURO

DIRECCIÓN DE POSGRADO



**“EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS TALUDES
DE EXCAVACIÓN EN ROCA FIJA Y
POTENCIALIDAD DE DESLIZAMIENTO DE
MATERIALES CUATERNARIOS – CARRETERA
INTEROCEÁNICA DEL SUR TRAMO 4 KM. 241+090
A 241+220, 2019 – 2021.”**

TESIS

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAGISTER EN GEOMECÁNICA MINERA**

PRESENTADO POR:

JUVENAL BARRAZA CABALLERO

ORURO – BOLIVIA

2022

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a los entes superiores.

A mis padres Ramón Barraza Garsis y Juana Caballero Riquelme, por todo lo que me han dado durante toda mi vida, les estaré eternamente agradecido.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis amigos Walter, Ademir y Omar quienes fueron un gran apoyo emocional durante el tiempo en que escribía esta tesis.

A mis padres quienes me apoyaron todo el tiempo.

A mi Esposa Edelmira quien me apoyó y alentó para continuar, cuando parecía que me iba a rendir.

A los sinodales quienes estudiaron mi tesis y la aprobaron.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis.

Para ellos es esta dedicatoria de tesis, pues es a ellos a quienes se las debo por su apoyo incondicional.

RESUMEN

Durante los trabajos de excavación en roca en el sector comprendido entre las progresivas del Km 241+090 al Km 241+220, se han registrado ocurrencias relacionadas a manifestaciones de inestabilidad promovidas aparentemente por la presencia de material cuaternario suelto, discontinuidades geológicas que influyen en la probable generación de algunos tipos de fallas (roca suelta) en el talud, exponiendo de esta manera a niveles elevados de riesgo y peligro.

Estos materiales encontrados presentan una situación de inestabilidad en el talud, siendo que actualmente se presenciaron derrumbes locales de menor envergadura advirtiendo fallas de carácter de atención. Esta situación inevitablemente va a inestabilizar o está comenzando a inestabilizar la ladera superior, lo cual fue advertido en el PID.

Durante el avance en la construcción de los servicios de excavación A y B se ha ido progresando en el corte del macizo rocoso, de modo que los depósitos coluviales más próximos muestran indicios de inestabilidad, presentando un riesgo potencial de derrumbes sobre la vía proyectada tanto en servicio como durante la ejecución de las obras.

Los resultados obtenidos al hacer la caracterización del macizo rocoso con las estaciones geomecánicas se han obtenido valores de RMR y SMR para el macizo poco deformado, obteniendo los siguientes resultados:

- RMR: 52 roca tipo III
- SMR: 47 roca tipo III

De acuerdo a los resultados de los ensayos MASW realizados en la zona, y según la Norma AASHTO, el material presente en área de estudio es considerado como suelo tipo C, suelo muy denso o roca blanda, y según la norma E.030, y las características del terreno se ajustan a la clasificación del suelo tipo S2, considerados como suelos intermedios.

En cuanto a los factores de seguridad a satisfacer en los análisis de estabilidad, se han buscado un valor de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.25 para condiciones pseudo estáticas de acuerdo a la práctica ingenieril con la aplicación del refuerzo se llegó a estos valores.

Las condiciones del macizo rocoso encontrados durante los mapeos geomecánicos presentan discontinuidades desfavorables en dirección y buzamiento tal como se muestra en el plano de mapeo geológico.

Se determinó las potencias de los materiales cuaternarios en la zona de estudio teniéndose como rígido de 0-11m detallado en el ensayo MASW-1 y blando 0-1.07, rígido 1.07-8.91m en el ensayo MASW-7.

Estos depósitos coluviales se distribuyen ampliamente hacia la parte superior de la ladera en cuya base se proyecta el corte de la carretera, dada la estabilidad de los mismos, hacen que ladera presente una estabilidad natural prácticamente en equilibrio estricto, pudiendo dar lugar a derrumbes que afecten a la carretera una vez esté en servicio.

ABSTRACT

During the rock excavation work in the sector between the progressives of Km 241 + 060 to Km 241 + 290, occurrences related to manifestations of instability have been registered apparently promoted by the presence of loose quaternary material, geological discontinuities that influence the probable generation of some types of faults (loose rock) on the slope, thus exposing high levels of risk and danger.

These materials found present a situation of instability in the slope, being that at the moment local landslides of smaller magnitude were witnessed, warning failures of attention character. This situation will inevitably destabilize or is beginning to destabilize the upper slope, which was warned in the PID.

During the progress in the construction of excavation services A and B, progress has been made in cutting the rocky massif, so that the closest colluvial deposits show signs of instability, presenting a potential risk of landslides on the projected road both in service as during the execution of the works.

The results obtained by characterizing the rock mass with the geomechanical stations have obtained RMR and SMR values for the slightly deformed massif, obtaining the following results:

- RMR: 52 type III rock
- SMR: 47 type III rock

According to the results of the MASW tests carried out in the area, and according to the AASHTO Standard, the material present in the study area is considered type C soil, very dense soil or soft rock, and according to the E.030 standard, and the characteristics of the land conform to the classification of soil type S2, considered as intermediate soils.

Regarding the safety factors to be satisfied in the stability analysis, a value of 1.5 has been sought for static conditions and 1.25 for pseudo-static conditions, according to engineering practice, with the application of reinforcement, these values were reached.

The rock mass conditions found during the geomechanical mapping present unfavorable discontinuities in strike and dip as shown in the geological mapping plane.

The powers of the quaternary materials in the study area were determined as rigid 0-11m detailed in the MASW-1 test and soft 0-1.07, rigid 1.07-8.91m in the MASW-7 test.

These colluvial deposits are widely distributed towards the upper part of the slope at the base of which the cut of the road is projected, given their stability, they make the slope present a natural stability practically in strict equilibrium, and can lead to landslides that affect to the road once it is in service.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	I
DEDICATORIA	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GENERAL	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS	XIII
CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES	1
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.4. PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	4
1.4.1. PROBLEMA GENERAL:	5
1.4.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	5
1.5. OBJETIVOS	5
1.5.1. OBJETIVO GENERAL	5
1.5.2. OBJETIVO ESPECÍFICO	5
1.6. JUSTIFICACIÓN	6
1.7. HIPÓTESIS	7
1.7.1. HIPÓTESIS GENERAL:	7
1.7.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	7
1.8. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.	7
1.8.1. VARIABLE INDEPENDIENTE:	7
1.8.2. VARIABLES DEPENDIENTES:	7
1.8.3. OPERALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	8
CAPÍTULO II	9
MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	9
2.1. ESTADO DEL ARTE	9
2.1.1. ESTABILIDAD DE TALUDES	9
2.1.2. COMPOSICIÓN DE SUELOS Y ROCAS:	16
2.1.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	16

2.1.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS	18
2.1.5. TIPOS DE INESTABILIDAD	21
2.1.6. ANÁLISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES	22
2.1.7. PRESIÓN DE POROS	22
2.1.8. MODOS DE FALLA PARA ROCAS	24
2.1.9. ANÁLISIS EN ZONAS SÍSMICAS	30
2.1.10. CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS	36
2.1.11. COLOCACIÓN DE ANCLAJES	41
2.2. MARCO CONCEPTUAL	41
2.2.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA INESTABILIDAD DE TALUD	41
2.2.2. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	47
CAPÍTULO III	50
MARCO METODOLÓGICO	50
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.	50
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	50
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	50
3.4. METODOLOGÍA SELECCIONADA Y APLICADA AL PROYECTO.....	51
3.5. TÉCNICA DE RECOGIDA DE DATOS E INFORMACIÓN.	54
3.6. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO, NUEVOS DESAFÍOS O PROBLEMÁTICAS IDENTIFICADAS.	54
3.6.1 LIMITACIÓN CONCEPTUAL	54
3.6.2. LIMITACIÓN ESPACIAL.....	55
3.6.3. TEMPORAL	55
3.6.4. NUEVOS DESAFÍOS O PROBLEMÁTICAS IDENTIFICADAS.	55
3.7. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.	56
3.8. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE HIPÓTESIS.	56
CAPÍTULO IV	57
MARCO EMPÍRICO, RESULTADOS Y DISCUSIONES	57
4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 1	58
DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	58
4.1.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA	58
4.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	67
4.1.3. CARACTERIZACIÓN GEOMECAÑICA	70
4.1.4. SISMICIDAD	79
4.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 2	87

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIAGNÓSTICO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	87
4.2.1 SITUACIÓN ACTUAL	87
4.2.2. SITUACIÓN DE SEGURIDAD Y GARANTÍAS DE ESTABILIDAD.....	95
4.2.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD-DISEÑO DE TALUDES	96
CAPÍTULO V.....	100
MARCO PROPOSITIVO/PROPUESTA.....	100
5.1. CRITERIOS ADOPTADOS.....	100
5.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	101
CAPÍTULO VI.....	117
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117
REFERENCIAS	121
CURRICULUM VITAE	124
ANEXOS.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 COEFICIENTES SÍSMICOS EN ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	31
TABLA 2 FACTORES DE ZONA.	33
TABLA 3 SUELO CON VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE MENOR QUE EL DE UNA ROCA.....	36
TABLA 4 FACTORES DE AJUSTE PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE SMR.....	39
TABLA 5 DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE RMR.....	39
TABLA 6 CALIDAD DE LA ROCA EN FUNCIÓN DEL ÍNDICE RMR.....	40
TABLA 7 CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR.	40
TABLA 8 UBICACIÓN GEOGRÁFICA (COORDENADAS UTM).....	55
TABLA 9 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS UNIDAD DEPÓSITOS COLUVIALES.	68
TABLA 10 PROPIEDADES ASIGNADAS POR EL PID PARA LAS CUARCITAS DE LA FM. SANDIA EN LA ZONA DE ESTUDIO.	69
TABLA 11 PROPIEDADES ASIGNADAS POR EL PID PARA LAS CUARCITAS DE LA FM. SANDIA EN LA ZONA DE ESTUDIO.	69
TABLA 12 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS, UNIDAD DE CUARCITAS, FM. SANDIA.....	70
TABLA 13 CARACTERIZACIÓN DE ESTACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS AFLORAMIENTOS.	71
TABLA 14 FAMILIA DE DISCONTINUIDADES CARACTERÍSTICAS IDENTIFICAS EN EL TRAMO 241+090 AL 241+220.....	75
TABLA 15 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA TALUD - KM 241+100.....	77
TABLA 16 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA TALUD - KM 241+130.....	77
TABLA 17 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA TALUD - KM 241+180.....	78
TABLA 18 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA TALUD - KM 241+220.....	78
TABLA 19 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO Y ELECCIÓN REFERENCIAL DEL TIPO TRATAMIENTO EN EL TRAMO KM 241+090 AL KM 241+220.	79
TABLA 20 CLASIFICACIÓN DEL SITIO.	80
TABLA 21 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS MASW REALIZADOS.....	81
TABLA 22 RESUMEN DE LOS ENSAYOS GEOFÍSICOS DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN.	84
TABLA 23 PROPIEDADES DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES.....	87
TABLA 24 FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS DEL ANÁLISIS GLOBAL DEL TALUD.....	92
TABLA 25 RESUMEN DE ANÁLISIS CINEMÁTICA.....	115
TABLA 26 <i>RELACIÓN VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN-COMPORTAMIENTO EN TALUDES (M. ROMANA, 1988).</i>	120

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 PARTES DE UN TALUD.	10
FIGURA 2 TERMINOLOGÍA Y DIFERENCIA ENTRE SUELO Y ROCA	16
FIGURA 3 EQUIPOS PARA ENSAYO DE CARGA PUNTUAL	19
FIGURA 4 MÁQUINA DE COMPRESIÓN UNIAxIAL.	20
FIGURA 5 ANÁLISIS DEL VUELCO MEDIANTE EL PROGRAMA DIPS	25
FIGURA 6 ESQUEMA DE TIPOS DE ROTURAS EN DESLIZAMIENTOS PLANARES	26
FIGURA 7 CONDICIONES PARA ROTURA PLANAR.	27
FIGURA 8 ANÁLISIS DE LA ROTURA PLANAR MEDIANTE EL PROGRAMA DIPS ROTURA POR FORMACIÓN DE CUÑAS	28
FIGURA 9 CONDICIONES PARA LA FORMACIÓN DE BLOQUES	29
FIGURA 10 ANÁLISIS DE CUÑAS MEDIANTE EL PROGRAMA DIPS.	30
FIGURA 11 MAPA NACIONAL DE ZONAS SÍSMICAS.	33
FIGURA 12 COLOCACIÓN DE ANCLAJES.	41
FIGURA 13 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	58
FIGURA 14 COLUMNA ESTRATIGRÁFICA LOCAL.	59
FIGURA 15 ESTILO DE PLEGAMIENTO INFERIDO.	60
FIGURA 16 CONTACTO ENTRE LOS DEPÓSITOS COLUVIALES Y LAS CUARCITAS DE LA FM. SANDIA EN EL PK 241+090.	61
FIGURA 17 ASPECTO DEL MACIZO ROCOSO EN EL PK 241+220.	62
FIGURA 18 DETALLE DE LA FALLA IDENTIFICADA EN EL PK 241+220.	62
FIGURA 19 GRAN BLOQUE PRESENTE EN LA ZONA BAJA DE LA LADERA.	64
FIGURA 20 PRESENCIA DE GRANDES BLOQUES EN ZONA ALTA DE LA LADERA.	64
FIGURA 21 APARIENCIA DE LOS DEPÓSITOS COLUVIALES EN ZONA DE CHACRAS.	65
FIGURA 22 UBICACIÓN DE GRANDES BLOQUES EN LA LADERA.	66
FIGURA 23 DISPOSICIÓN DE LAS CUBETAS GENERADAS POR LOS ELEMENTOS MORFOESTRUCTURALES.	66
FIGURA 24 DEPÓSITOS ALUVIALES.	66
FIGURA 25 VISTA PANORÁMICA DEL SECTOR A EVALUAR GEOLÓGICA Y GEOMECÁNICAMENTE. SUB TRAMO KM 241+090 A 241+220.	68
FIGURA 26 ESTEREOGRAMA GENERAL TALUDES - KM 241+090 A KM 241+220	75
FIGURA 27 UBICACIÓN DE ENSAYOS MASW Y LÍNEAS DE REFRACCIÓN.	84
FIGURA 28 RESULTADOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA DE LA LÍNEA LS-01.	85
FIGURA 29 RESULTADOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA DE LA LÍNEA LS-02	86
FIGURA 30 RESULTADOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA DE LA LÍNEA LS-03	86
FIGURA 31 ESTADO DE EJECUCIÓN FÍSICA 10/12/2019.	88
FIGURA 32 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA LADERA SEGÚN LA SECCIÓN A.	89
FIGURA 33 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA LADERA SEGÚN LA SECCIÓN C.	89
FIGURA 34 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA LADERA SEGÚN LA SECCIÓN D.	90
FIGURA 35 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA LADERA SEGÚN LA SECCIÓN E.	90
FIGURA 36 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA LADERA SEGÚN LA SECCIÓN F.	91
FIGURA 37 VISTA EN PLANTA, FRONTAL Y DE LADO DE LA CUÑA FORMADA EN EL TALUD DEL KM 241+160.	92
FIGURA 38 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA C O SECCIÓN C.	93
FIGURA 39 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D O SECCIÓN D.	94
FIGURA 40 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA E O SECCIÓN E.	94
FIGURA 41 DEPÓSITOS COLUVIALES PRESENTES EN LAS DEPRESIONES ESTRUCTURALES DE LA LADERA CON ALTO RIESGO DE DERRUMBAMIENTOS SOBRE LA VÍA.	95
FIGURA 42 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA A EN LA SITUACIÓN ACTUAL	103
FIGURA 43 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA A CON REFUERZO EN CONDICIONES ESTÁTICAS.	103

FIGURA 44 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA A CON REFUERZO EN CONDICIONES PSEUDO ESTÁTICAS.	104
FIGURA 45 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA C EN LA SITUACIÓN ACTUAL. SIN CORTE, FS INFERIOR A 1.5.	105
FIGURA 46 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA C CON LA EJECUCIÓN DEL CORTE, EL FS COMO SE PUEDE VER CON RESPECTO A LA IMAGEN ANTERIOR SIN EJECUTAR EL CORTE ES INFERIOR.	106
FIGURA 47 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA C CON REFUERZO EN CONDICIONES ESTÁTICAS.	106
FIGURA 48 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA C CON REFUERZO EN CONDICIONES PSEUDO ESTÁTICAS.	107
FIGURA 49 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D EN LA SITUACIÓN ACTUAL. SECCIÓN D.	109
FIGURA 50 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D EN LA SITUACIÓN ACTUAL. SECCIÓN E.	109
FIGURA 51 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D CON LA EJECUCIÓN DEL CORTE. SECCIÓN D.	110
FIGURA 52 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D CON REFUERZO EN CONDICIONES ESTÁTICAS. SECCIÓN D.	110
FIGURA 53 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D CON REFUERZO EN CONDICIONES ESTÁTICAS. SECCIÓN E.	111
FIGURA 54 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D CON REFUERZO EN CONDICIONES PSEUDO ESTÁTICAS. SECCIÓN D.	111
FIGURA 55 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA D CON REFUERZO EN CONDICIONES PSEUDO ESTÁTICAS. SECCIÓN E.	112
FIGURA 56 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA F EN LA SITUACIÓN ACTUAL.	113
FIGURA 57 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA F CON REFUERZO EN CONDICIONES ESTÁTICAS.	113
FIGURA 58 CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ZONA F CON REFUERZO EN CONDICIONES PSEUDO ESTÁTICAS.	114

LISTA DE ABREVIATURAS

PID:	Proyecto de ingeniería de detalle.
MTC:	Ministerio de transportes y comunicaciones.
AASHTO:	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM:	American Society for Testing and Materials.
ASCE:	American Society of Civil Engineers.
EMS:	Estudio Mecánica de Suelos.
RQD:	Rock Quality Designation.
RMR:	Rock Mass Rating.
SMR:	Slope Mass Rating.
IGP:	Instituto Geofísico del Perú.
MASW:	Multichannel Analysis of Surface Waves - Análisis Multicanal de Ondas Superficiales

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. INTRODUCCIÓN

Esta problemática parte de los derrumbes ocasionados en el año 2013, por lo que se refiere a la geología regional, la zona se dispone en la parte sur de la Sierra Peruana, en la ladera Este de la Cordillera Oriental. Esta Sierra se compone por rocas Metamórficas (meta areniscas y cuarcitas) de la formación Sandia, instruidas por granodioritas del Batolito de San Gabán.

El lugar en estudio se encuentra ubicado en la región de Puno, provincia de Carabaya, distrito de Ollachea a 2430 msnm, presenta una topografía muy irregular con pendientes inclinadas con prominencias y depresiones, el área de estudio presenta unidades geomorfológicas de relieve muy abrupto, típico de la zona cordillerana y zona subandina, por ello los taludes suelen a deslizarse debido a los factores como cargas externas, propiedades del suelo, nivel freático alto, haciendo colapsar obras de grande magnitud como vías de comunicación, sistemas de captación, viviendas, etc.

A todo esto, se suma las pérdidas económicas y humanas que se producen por deslizamientos imprevistos provocados por modificaciones de suelos y rocas, estas de mala calidad que tienen poca resistencia.

En la actualidad se empezó hacer corte de talud, lo cual se ve restringida su ejecución desde el momento en que se identifican coberturas de suelo con características geotécnicas deficientes. La apreciación táctil – visual en el sitio reconoce compacidades sueltas del material y su reacción al ser saturada, está constituido por fragmentos angulares de roca englobados de suelos limo arcillosos, también se observan bloques de grandes dimensiones sueltos y la presencia de rocas con planos y condiciones de discontinuidades desfavorables

a la estabilidad coadyuvan a las dificultades encontradas donde se manifiesta dificultades constructivas dada la susceptibilidad que presenta el material de cobertura (cuaternario coluvial) a los trabajos de corte.

Por estas condiciones se verifica la necesidad de aportar con conclusiones sobre la estabilidad de talud que fortalezcan de alguna manera la forma de pensar de autoridades que no ponen la importancia que se merecen estas estructuras y así poder reducir los estragos que producen los deslizamientos.

Para dar inicio a la solución de esta problemática se realizaron estudios geotécnicos – geomecánicos del sector Km 241+090 – Km 241+220 y con el apoyo de la geofísica se concluye que estamos en tipo S2, considerados como suelos intermedios.

1.2. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

J. GALVIS CORREA. (2020) Diagnóstico de falla y diseño de estabilización de puntos críticos de la unidad funcional 2 Caucasia - Zaragoza sector k0+840 a k2+400, proyecto conexión norte - departamento de Antioquia, Colombia. Este trabajo de investigación realiza un diagnóstico de falla y diseña la estabilización de los puntos críticos de la unidad funcional 2 Caucasia - Zaragoza sector K0+840 a K2+400 Proyecto Conexión Norte - Departamento de Antioquia, Colombia, de los cuales se llega a conseguir lo siguiente: el detonante principal de falla se debe a la inestabilidad natural del terreno aunada a las modificaciones de estabilidad que generaron los cortes de los primeros dos Diseños de Contención Lateral, debido al fracturamiento intenso de la roca por meteorización y erosión del agua (inducidos por el terraceo), en especial durante episodios de lluvia importantes donde las aguas de escorrentía pueden infiltrarse y generar un incremento en las presiones de poros, condicionando la resistencia y permitiendo que con el tiempo el material se arrastrara con gran facilidad.

C. BREÑA VÁSQUEZ (2019) Estabilidad de taludes de la carretera longitudinal de la sierra; tramo Cochabamba-Cutervo-Chiple, Cajamarca-Perú. El autor en este trabajo de investigación llega a las siguientes conclusiones, las ondas sísmicas imperceptibles son factores que originan materiales entre suelos y rocas de poca o alta resistencia que colapsen. Las intercalaciones de rocas de RMR bajo y alto son causas de deslizamientos bajos o altos. Requiere desarrollar un plan agresivo de canalización en las cumbres de los cerros y hacer un plan inmediato hidrológico e hidrogeológico para mitigar el exceso infiltración en los taludes de la carretera, suma el excesivo espesor de contacto suelo/roca y suelo-suelo hecho que favorece a los deslizamientos.

Se ha denominado y determinado que los materiales desestabilizantes causados por un metamorfismo han desestabilizado el macizo rocoso, proceso que favorece las reptaciones y colapsos.

LOMBARDI S.A. INGENIEROS CONSULTORES Y NORCONSULT PERÚ S.A.C. (2017) “Proyecto de ingeniería de detalle, documento 6, estudio geotécnico” - Proyecto corredor vial Interoceánico Sur, PERÚ – BRASIL tramo N° 4: Azángaro - Puente Inambari sector crítico km 240+290 al km 241+800.

El estudio geotécnico contempló investigaciones geotécnicas con el objeto de obtener información necesaria (tipos de material, profundidades, propiedades índices, propiedades mecánicas y químicas) de los suelos y rocas para determinar su comportamiento estructural como terrenos de fundación, cortes de taludes, rellenos, entre otros. Tales investigaciones fueron: calicatas (16 en total), sondajes (245m de perforación distribuidos en 9 sondajes), estaciones geomecánicas (se realizaron 2) y refracción sísmica (1390.12m distribuidos en 11 líneas de exploración).

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.3.1 INTRODUCCIÓN.

En el presente documento se describe los aspectos principales de los trabajos realizados por el tesista, para un mayor estudio de las condiciones geológico-geotécnicas y análisis de estabilidad producto de las condiciones del terreno encontradas durante el proceso constructivo, los cuales son necesarios la ejecución de las obras entre las progresivas Km 241+090 y 241+220 de la Carretera Interoceánica Sur. Tramo 4. Azángaro-Puente Inambari.

El presente trabajo de investigación, para un mejor entendimiento y ubicación en el contexto actual, describe la cronología de los eventos más importantes ocurridos en el talud superior derecho del sector crítico del Km 241+090 – Km 241+220, donde se han registrado ocurrencias relacionadas a manifestaciones de inestabilidad promovidas aparentemente por la presencia de material cuaternario suelto, discontinuidades geológicas que influyen en la probable generación de algunos tipos de fallas en el talud (local o global), exponiendo de esta manera a niveles elevados de riesgo y peligro. Consecuentemente, la ladera en la que se ubica el corte proyectado en el PID, está compuesta por un macizo rocoso, formado por cuarcitas, plegadas y fracturadas. La topografía está dominada por crestones dispuestos a favor de la estratificación de las cuarcitas, dando lugar a zonas deprimidas o cubetas, sobre las cuales se sitúan los depósitos coluviales, presentando fuertes pendientes, por lo que tienden a desestabilizarse de manera natural durante las épocas de lluvia.

El estudio es utilizado para optar el grado de magíster en Geomecánica Minera.

1.4. PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

En el presente proyecto de investigación, se propone estudiar y analizar la estabilidad estructural del talud, para determinar el factor de seguridad adecuada para así proponer las

medidas de prevención y control que tiene como finalidad, reducir los niveles de amenaza y riesgo, ocasionados por la inestabilidad de talud situados en la zona de estudio.

De esta manera que este fenómeno natural como situación problemática amerita ser atendida, a través del estudio *in situ*; por lo tanto, la presente investigación tiene como objetivo responder la siguiente interrogante.

1.4.1. PROBLEMA GENERAL:

¿Cuáles son los parámetros geomecánicos del macizo rocoso y características del material cuaternario considerados críticos en el diseño de taludes de excavación en la zona de Ollachea - Carretera Interoceánica del Sur Tramo 4 km. 241?

1.4.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuál es la importancia de la calidad de un macizo rocoso para el diseño de un talud?
- ¿Cuál es la importancia de conocer la potencia de los materiales cuaternarios como cobertura en el diseño de un talud?

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar el talud de excavación y determinar los parámetros geomecánicos críticos que condicionan los deslizamientos de materiales cuaternarios en la carretera interoceánica del sur tramo 4, Km. 241+090 a 241+220, en el periodo 2020-2021.

1.5.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- Determinar la calidad del macizo rocoso del talud en excavación.
- Determinar las potencias de los materiales cuaternarios en la zona de estudio.

1.6. JUSTIFICACIÓN

Dentro de la Carretera Interoceánica del Sur Tramo 4, Azángaro – Puente Inambari, se encuentra el Sector Crítico Km 240+290 al Km 241 y dentro de ella el sub tramo comprendido entre las progresivas Km 241+090 a 241+220, se han registrado en diversos momentos ocurrencias relacionadas a manifestaciones de inestabilidad promovidas aparentemente por la presencia de material cuaternario, discontinuidades geológicas o planos de juntas desfavorables en los macizos rocosos de los taludes superiores que influyen en la probable generación de algunos tipos de fallas en el talud (local o global), donde el desvío provisional no cumple con las normas geométricas exigidas por el MTC y además está expuesto a peligros geológicos e hidrológicos, exponiendo de esta manera a niveles elevados de riesgo y peligro al usuario vial que transita en la carretera existente y a la infraestructura física existente.

Para ello será necesario realizar un estudio geotécnico – geomecánico para contemplar investigaciones con el objeto de obtener información necesaria (tipos de material, profundidades, propiedades índices, propiedades mecánicas y químicas) de los suelos y rocas para determinar su comportamiento estructural como terrenos de fundación, cortes de taludes, rellenos, entre otros. Tales investigaciones serán: calicatas, sondajes, estaciones geomecánicas y refracción sísmica.

En el sub tramo indicado se realizará un corte importante en roca, donde afloran rocas metamórficas pertenecientes a la unidad litológica que representa el basamento rocoso del proyecto es la formación Sandia la cual corresponde a una secuencia de areniscas cuarzosas de grano fino a medio con textura cristalina de grano fino con cristales de micas y anfíboles, en capas de 20 a 40 cm intercaladas con delgadas capas de pizarras (INGEMMET, 1997). Geología de los cuadrángulos de Corani y Ayapata, hojas: 28-u y 28-v. Como última unidad se tiene la cobertura vegetal la cual está conformada por aquellos suelos superficiales con un

alto contenido de materia orgánica, limos de mediana plasticidad y presencia de guijarros y gravas. Esta unidad tiene espesores variables a lo largo del trazado del proyecto.

Estos son algunos motivos que me impulsa a realizar la presente investigación con la finalidad de encontrar soluciones idóneas a la estabilidad del sub sector, como prevenir y cómo actuar frente a este problema, a la vez la ejecución del proyecto contribuirá a un avance significativo del conocimiento científico, así como para obtener el título profesional de Master en Geomecánica Minera.

1.7. HIPÓTESIS

1.7.1. HIPÓTESIS GENERAL:

El diseño de estabilidad del talud final en el Km 241+090 y 241+220 realizado en base a los parámetros geomecánicos y la potencia del material cuaternario obtenidos en campo determinan la optimización de un diseño con menores riesgos de colapso.

1.7.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- La calidad de los macizos rocosos compromete la estabilidad de los taludes. A mayor variabilidad de estratos, se presentan múltiples tipos de fallas y desprendimientos de rocas.
- El talud tiene la presencia de materiales cuaternarios los que inestabilizan durante las excavaciones y corte en el Km 241+090 - 241+220.

1.8. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.

1.8.1. VARIABLE INDEPENDIENTE:

- Caracterización geomecánica y presencia de material cuaternario.

1.8.2. VARIABLES DEPENDIENTES:

- Estabilidad de talud

1.8.3. OPERALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENCIONES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE ANGULO DE FRICCIÓN	El ángulo de fricción interna es la representación matemática del coeficiente de rozamiento. (Suarez Diaz, 1998, pág. 81)	El angulo de rozamineto interno o angulo de friccion es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo de reposo o máximo o ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular.	Tipo de suelo	<ul style="list-style-type: none"> • Características del suelo • Probabilidad de falla • Superficie en falla circular
			Geometría del corte	<ul style="list-style-type: none"> • Altura del talud • Angulo del talud con el plano horizontal
			Geología del suelo	<ul style="list-style-type: none"> • Angulo de fricción • Cohesión • Peso específico • Peso específico saturado • Geomorfología • Secuencia estratigráfica • Litología • Geología local y regional
VARIABLE DEPENDIENTE ESTABILIDAD DE TALUD	Los taludes y laderas son sistemas complejos que se encuentran en constante evolución, es así que pueden fallar de manera imprevista a cambios de topografía del terreno, sismos, flujos de agua subterránea, meteorización, cambios en la resistencia del suelo causado por acciones naturales o antrópicas, entre otras. (Suarez, 2009)	Los taludes cambian su estado estable por diferentes factores, estos provocan la existencia de riesgos asociados al talud como un peligro dada la vulnerabilidad que presenta con altos potenciales de causar daños a personas, equipos y medio ambiente.	Riesgo	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo • Medio • Alto
			vulnerabilidad	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo • Medio • Alto

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1. ESTADO DEL ARTE

2.1.1. ESTABILIDAD DE TALUDES

La estabilidad de taludes es la teoría que estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la geotecnia. En el planteamiento de medidas efectivas de taludes es importante entender las causas de la inestabilidad.

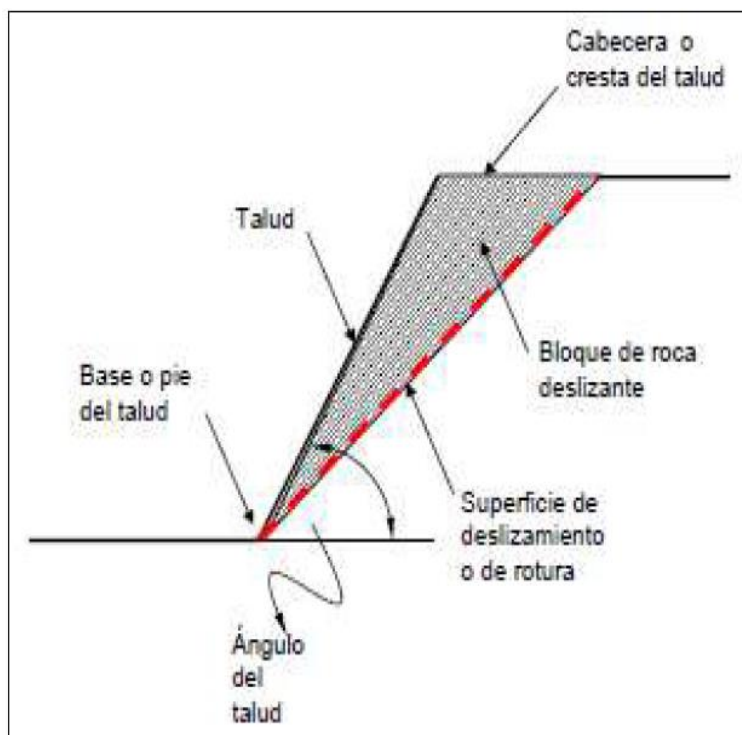
El conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, repercute enormemente en los cortes y en la seguridad, por ello, las investigaciones de campo (in situ) y de laboratorio, deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura. (Herrera, 2000, p3).

La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

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

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presentan. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

Figura 1 Partes de un talud.



Fuente: Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador.

A. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS

El análisis de estabilidad de los cortes en suelos o rocas blandas requiere comprobar la posibilidad de roturas a través del propio material. El cálculo de estabilidad en estos casos se ha realizado mediante el programa SLIDE. Este programa considera que existe una franja de pequeño espesor que separa la zona inestable de la estable, en la cual se ha alcanzado la máxima resistencia al corte que el terreno es capaz de soportar. Esta franja se asimila a una superficie denominada de rotura o deslizamiento.

Usualmente, suele considerarse que el deslizamiento es circular, produciéndose un giro del sólido rígido respecto a un punto, que es el centro de la línea circular de rotura.

Dentro de los métodos de equilibrio límite, en este estudio se han seguido los denominados de fajas o rebanadas; en particular los de Bishop y Janbu. Éstos consisten en dividir la masa potencialmente deslizante en varias rebanadas verticales, de forma que la

base de cada rebanada se encuentre en un terreno homogéneo. Su espesor deberá ser lo suficientemente pequeño para poder aproximar su fondo curvo a una recta.

Considerando en cada faja las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, junto con las del equilibrio global de momentos respecto al centro del círculo, se obtiene el coeficiente de seguridad. No obstante, debido a que existen más incógnitas que ecuaciones para resolver el sistema, se necesitan una serie de hipótesis sobre la interacción entre fajas que dependen del método adoptado.

Este programa calcula el equilibrio plástico que se da en un círculo de rotura predeterminado. Los datos que requiere el programa son:

- La cohesión, ángulo de rozamiento y peso específico de los terrenos;
- La geometría del talud. (Es posible adaptar la geometría prácticamente sin limitaciones, así como considerar distintos terrenos, cada uno de ellos con su geometría y propiedades),
- La posición del nivel freático. (Es posible considerar un nivel de agua de geometría libre).
- Finalmente, en caso de tratarse de una zona de sismicidad, es posible incluir la aceleración de cálculo y realizar un cálculo pseudoestático.

El programa SLIDE, calcula en una malla de centros dada por el usuario, el factor de seguridad de los posibles círculos que resultan de variar el radio en cada uno de los centros. Así es posible disponer de los contornos de factores de seguridad, lugar geométrico de los centros de los círculos de rotura, solventados en parte la limitación de los métodos de equilibrio límite de tener que prefiar el círculo de rotura “a priori”. No obstante, también es posible analizar un círculo determinado.

ANÁLISIS DE TALUDES EN ROCAS

A partir de los datos de las orientaciones de las discontinuidades tomadas en las estaciones geomecánicas realizadas, se ha procedido al análisis cinemático de la estabilidad de los taludes, mediante el estudio de los posibles tipos de rotura del macizo. Para ello se ha empleado el software DIPS de Rocscience, que permite los diferentes tipos de rotura del macizo: cuñas, vuelcos y deslizamientos planares.

Posteriormente, se han determinado los refuerzos a disponer para la estabilización de las cuñas y de las roturas planares identificadas mediante el análisis cinemático, mediante el empleo de los programas informáticos Swedge y Rocplane de Rocscience. El análisis de los vuelcos se ha realizado mediante una formulación analítica.

Para el análisis mediante el programa DIPS de análisis estereográfico de información estructural, se consideraron los ángulos de rozamiento interno de las discontinuidades de los distintos materiales definidos en el apartado de caracterización.

El programa DIPS, es un software diseñado para el análisis interactivo de orientación basado en los datos geológicos. Permite el trazado, análisis y presentación de datos estructurales, utilizando técnicas de proyección estereográfica. El programa permite al usuario analizar y visualizar datos estructurales, usando las mismas técnicas que una proyección estereográfica manual.

Cuenta con muchas características de cómputo, tales como contorno de estadística de la orientación de grupos (con una orientación media) y análisis cuantitativo y cualitativo.

DIPS ha sido diseñado para el análisis de aspectos relacionados con la ingeniería de análisis de estructuras de roca. Sin embargo, el formato libre del archivo de datos, permite el análisis de datos basados en cualquier orientación.

Desde el punto de vista de la estabilidad, los terrenos pueden presentar dos mecanismos de rotura muy diferenciados.

Los macizos rocosos sanos (o poco fracturados) presentan problemas de inestabilidad de bloques. Se trata, por tanto, de analizar su posible rotura estructural, esto es, la debida a la caída de bloques aislados por la red de diaclasado, al cortar el talud. En este caso, se usan los programas informáticos Swedge y Rocplane (de Rocscience).

En el caso de macizos muy fracturados (o materiales con comportamiento geotécnico tipo suelo), el mecanismo de rotura será global, a favor generalmente de una superficie circular de deslizamiento. Este es también el mecanismo a analizar en el caso de los rellenos. En este caso, se usa el programa informático Slide, este tipo de análisis se ha realizado en este trabajo de investigación.

Como el caso que nos ocupa se trata de taludes en roca, se abordará la estabilidad atendiendo a los posibles mecanismos de rotura que se indican a continuación.

Falla Tipo Planar

Se trata del tipo de falla más sencillo que se puede presentar en un talud, y se produce cuando existe una fractura dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. En la salida del programa “Conteo” la zona de ocurrencia de falla planar está limitada por el ángulo de fricción y el buzamiento del talud. (Peña, 2014, p96)

Falla Tipo Cuña

Este tipo de falla se produce a través de dos discontinuidades dispuestas oblicuamente a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzamiento desfavorable. La obtención del factor de seguridad es más compleja que en el caso de rotura planar debido a que el cálculo debe hacerse en tres

dimensiones, entrando en la caracterización geométrica del problema, lo cual conlleva un número mucho mayor de variables angulares. (Peña, 2014, p97)

Falla por Volteo

La falla por vuelco se produce cuando dos familias de discontinuidades ortogonales convenientemente orientadas originan un sistema de bloques. El análisis de estabilidad de taludes se determina para cada talud por la variación de la dirección de las discontinuidades. (Peña, 2014, p99)

Análisis de las roturas identificadas

La estabilidad de los deslizamientos planares se va a evaluar mediante el uso del software RocPlane de Rocscience.

RocPlane es una herramienta de software interactivo para la realización de análisis de estabilidad de taludes de roca plana y diseño. RocPlane hace que sea fácil crear rápidamente modelos planos, con visualización en 2D y 3D, y evaluar los resultados del análisis.

Análisis de estabilidad de cuñas

El programa Swedge 5.0 de Rocscience, es una rápida, interactiva y simple herramienta de análisis para evaluar la geometría y estabilidad de las cuñas superficiales de un talud rocoso.

Swedge proporciona un entorno gráfico integrado, para una fácil y rápida entrada de datos y visualización del modelo en 3D.

Para un análisis determinista, Swedge calcula el factor de seguridad para una cuña específica.

Para un análisis probabilístico, los datos de entrada estadísticos se pueden introducir, para tener en cuenta la incertidumbre en la orientación de las discontinuidades, fuerzas y otros parámetros, y se calcula una probabilidad de fracaso.

Para un análisis combinado, cualquier número de planos de conjuntos puede definirse, y Swedge calculará todas las posibles combinaciones de las intersecciones de conjuntos que pueden formar una cuña.

Pernos de roca, hormigón proyectado o presión de soporte, se pueden aplicar para aumentar el factor de seguridad de la cuña. Fuerzas desestabilizadoras debido a la presión del agua, cargas sísmicas o fuerzas externas, también pueden ser fácilmente modeladas.

Opciones de resistencia al corte conjunto, incluyen modelos de Mohr-Coulomb, Barton-Bandis o Power Curve, y un ángulo de ondulación conjunta se pueden definir.

Swedge ofrece una mejor integración con el programa DIPS. Un archivo DIPS completo se puede importar a Swedge y ser analizado con la opción de análisis de combinación. O puede ser importado, para un análisis probabilístico.

Este análisis permitirá obtener la carga necesaria para estabilizar las cuñas que se formarán con los factores de seguridad adecuados, a partir de la cual se diseñará el refuerzo correspondiente.

Análisis de vuelcos

Para evaluar la estabilidad al vuelco de los taludes que cumplen las condiciones geométricas mencionadas se ha empleado una solución analítica basada en el Artículo de referencia: "A general analytical solution for the required anchor force in rock slopes with toppling failure" by C. Sagaseta, J.M. Sánchez y J. Cañizal.

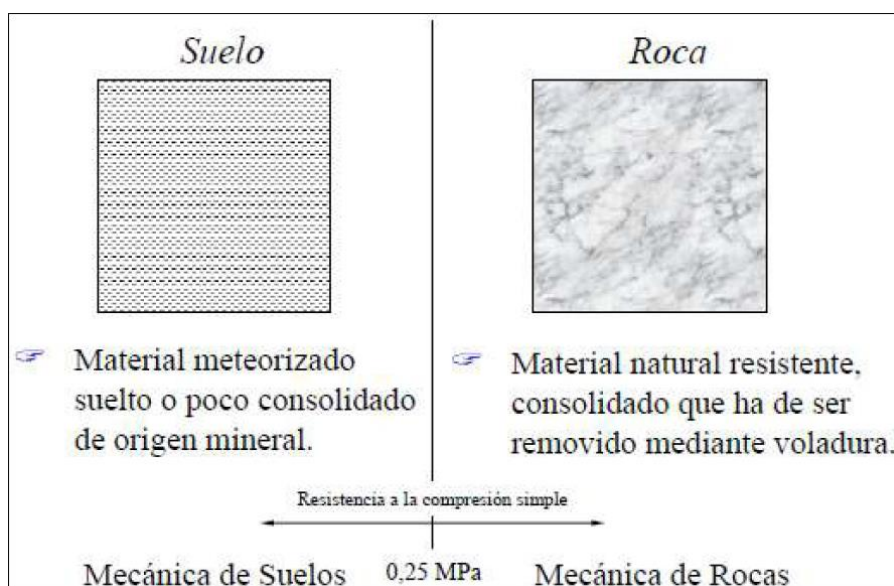
Este análisis permitirá obtener la carga necesaria para estabilizar los bloques con los factores de seguridad adecuados, a partir de la cual se diseñará el refuerzo correspondiente.

2.1.2. COMPOSICIÓN DE SUELOS Y ROCAS:

Diferencia entre suelo y roca:

- **Las rocas:** Son agregados naturales compuestos de partículas de uno o más minerales, con fuertes uniones cohesivas permanentes, que constituyen masas geológicamente independientes y cartografiables. (González, et. al. 2002, p.121).
- **Los suelos:** Según su acepción geotécnica, son agregados naturales de partículas minerales granulares y cohesivas separables por medios mecánicos de poca energía. (González, L. et. al. 2002, p.121).

Figura 2 Terminología y diferencia entre suelo y roca



Fuente: Asociación de Ingenieros de minas de Ecuador.

2.1.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

2.1.3.1. PROPIEDADES FÍSICAS O ÍNDICE DE LAS ROCAS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Porosidad (n):

$$n = \frac{\text{Volumen de Vacíos (Vv)}}{\text{Volumen total (Vt)}}$$

Rocas sedimentarias:

- Factor responsable: **poros**
- Puede oscilar entre $0 < n < 90\%$
- n disminuye con la profundidad
- n depende del material cementante.

Rocas ígneas y metamórficas:

- Factor responsable: **fisuras**.
- Normalmente, $n < 1-2\%$.
- n aumenta con la meteorización (desgaste) hasta 20% o más.
- Menos porosas: ígneas extrusivas.

Dónde: n afecta negativamente a las propiedades de resistencia. (González, L. et. al. 2002, p.128).

Densidad (ρ) y Peso Específico (γ). Norma (ASTM #12-70)

$$\rho = \frac{\text{Masa de la roca (o suelo) (m)}}{\text{Volumen total (V)}}$$

$$\gamma = \frac{\text{Peso total de la roca (o suelo) (W = mg)}}{\text{Volumen total (V)}}$$

- El rango de variabilidad del peso específico de las rocas es mucho mayor que el de los suelos.
- Propiedad importante en Ingeniería de Minas:
- Está ligado a la tensión vertical $\sigma_v = \gamma \cdot z$
- Está relacionado al rendimiento de los equipos de excavación.

Permeabilidad:

- Indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de la roca.
- La mayoría de las rocas presentan permeabilidades bajas a muy bajas.

- Valores de K comprendidos entre 10-5 y 10-13 m/s. (González Vallejos, L. et. al. 2002, p.128).

Durabilidad: (Alterabilidad)

Es la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración.

La durabilidad de la roca aumenta con la densidad y se reduce con el contenido de agua.

(González, L. et. al. 2002, p.129).

2.1.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS

2.1.4.1. Resistencia a la Compresión Uniaxial (σ_c)

Es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial. Se determina

sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio: (González, L. et. al. 2002, p.130).

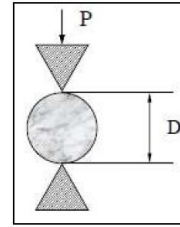
- Parámetro geotécnico más citado.
- No es una propiedad intrínseca del material.
- Pueden realizarse ensayos en laboratorio sobre muestras cilíndricas con una relación $h/\varnothing > 2$, o también a través del ensayo de carga puntual.

La metodología experimental puede seguir la norma ASTM D3148-86

Propiedades de Índice (σ_c)

Índice de Resistencia de Carga Puntual

$$I_s = P/D^2$$



Donde:

P : carga de rotura

D : distancia entre las puntas de los conos

- Probetas cilíndricas de 50 mm, con una longitud al menos de 1,4 veces el diámetro: $\sigma_c = 24 I_s(50)$.
- No es adecuado para rocas blandas.

Figura 3 Equipos para ensayo de carga puntual



Fuente: Elaboración propia - Esclerómetro.



Fuente: Elaboración propia - Equipos para ensayo de carga puntual.

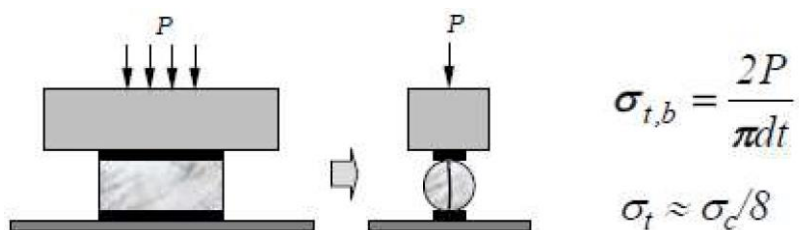
Figura 4 Máquina de compresión uniaxial.



Fuente: Asociación de Ingenieros de minas de Ecuador - Máquina de compresión uniaxial.

2.1.4.2. Resistencia a la tracción (Ensayo Brasilerio)

Es el máximo esfuerzo que soporta el material ante la rotura por tracción. Se obtiene aplicando fuerzas traccionales o distensivas a una probeta cilíndrica de roca en el laboratorio.



Donde:

P = carga que produce la rotura.

d = diámetro de la probeta.

L = Longitud de la probeta.

- Muestras con una relación altura/diámetro igual a 0,5.

- Tensiones compresivas a lo largo de la muestra producen la rotura del cuerpo de prueba, debido a las tensiones de tracción.
- Adaptación de las máquinas para la realización del ensayo de compresión simple.

2.1.4.3. Resistencia de la Roca (parámetros C y ϕ)

Se utiliza para determinar dichos parámetros el ensayo de compresión triaxial.

Este ensayo representa las condiciones de las rocas in situ sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica confinante uniforme alrededor de la probeta.

Permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayado, a partir de los cuales se obtienen los valores de sus parámetros resistentes cohesión (C) y ángulo de fricción interna (ϕ).

La cohesión varía entre valores de (3 - 100) MPa \approx (30.6 – 1010) Kg/cm²

El ángulo de fricción interna varía entre valores de 15° a 55°.

2.1.5. TIPOS DE INESTABILIDAD

Desprendimientos o desplomes

Desprendimientos o desplomes son movimientos de inestabilidad producidos por falta de apoyo, englobando a una escasa cantidad de terreno. Suele tratarse de rocas que caen por una ladera, debido a la pérdida del apoyo que las sustentaba. Entre los desprendimientos o desplomes, se puede incluir el caso del desplome de una columna rocosa en un acantilado, debido a la erosión en la base del mismo. Pueden ser ocasionados por la naturaleza o por la humanidad. (Armas y Miguel, 2004)

Corrimientos

Son movimientos que afectan a una gran cantidad de masa de terreno. Un tipo particular de corrimiento de tierra son los deslizamientos, que se producen cuando una gran masa de terreno o zona inestable, desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor. (Armas y Miguel, 2004)

2.1.6. ANÁLISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

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

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

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presentan. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

2.1.7. PRESIÓN DE POROS

Cuando se aplica un esfuerzo externo a una masa de suelo cuyos poros están saturados de agua, el efecto inmediato es un aumento de la presión de poros, lo cual hace que el agua en los poros fluya hacia fuera de estos a través de los vacíos circundantes, con el resultado de que la presión de poros disminuye y el esfuerzo aplicado se transfiere a la

estructura granular del suelo. Esta transferencia puede ser rápida, como en el caso de los suelos granulares y ocurrir poco tiempo después de la aplicación, con lo cual el esfuerzo total aplicado quedará equilibrado por los dos componentes del esfuerzo interno; sin embargo, en suelos de baja permeabilidad como las arcillas esta transferencia de presión puede durar mucho tiempo, lo que origina el fenómeno de consolidación. (Correa, 2003)

Por lo tanto, se puede decir que la presión de poros (p), es aquella presión inducida en el fluido (ya sea agua o vapor de agua) que llena los poros; el fluido en los poros es capaz de transmitir esfuerzos normales, pero no esfuerzos cortantes, por lo que no puede proporcionar resistencia al corte; es por esta razón que a la presión de poros se le llama algunas veces presión neutra.

Conociendo el concepto de presión de poros, podemos definir al esfuerzo efectivo (a') como aquel que es transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de contactos intergranulares; se trata del componente del esfuerzo que es efectivo para controlar tanto la deformación debida a los cambios de volumen como la resistencia al corte del suelo, puesto que el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos grano a grano. Se ha demostrado que, para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total (a) y la presión de poros (p).

$$a' = a - p$$

Sin embargo, este esfuerzo efectivo no es el esfuerzo real de contacto de contacto de grano a grano, sino el esfuerzo promedio intergranular en un área plana dentro de la masa de suelo. La presión de poros influye en la resistencia del suelo, teniendo diferentes efectos, dependiendo del tipo de suelo del que se trate. A continuación, se describe la influencia que la presión de poros tiene en cada tipo de suelo.

En el caso de las arcillas duras y altamente sobre consolidadas éstas fallan bajo una condición drenada, porque el exceso de la presión de poros es negativo y por lo tanto a medida que ésta se disipe, las arcillas sobre consolidadas se debilitan.

Las arcillas blandas y limos fallan en condiciones no drenadas porque el exceso de presión de poros es positivo y por lo tanto la condición crítica es a corto plazo, pues a medida que las arcillas disipan el exceso de presión de poros, las mismas se consolidan y ganan resistencia, La mayoría de suelos granulares disipan el exceso de presión de poros rápidamente debido a su alta permeabilidad y por lo tanto fallan en condiciones drenadas excepto cuando son sometidos a carga dinámica (sismos), cuando una falla drenada no es posible, Organización Panamericana de la Salud (OPS), 1997, 106 p.

2.1.8. MODOS DE FALLA PARA ROCAS

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

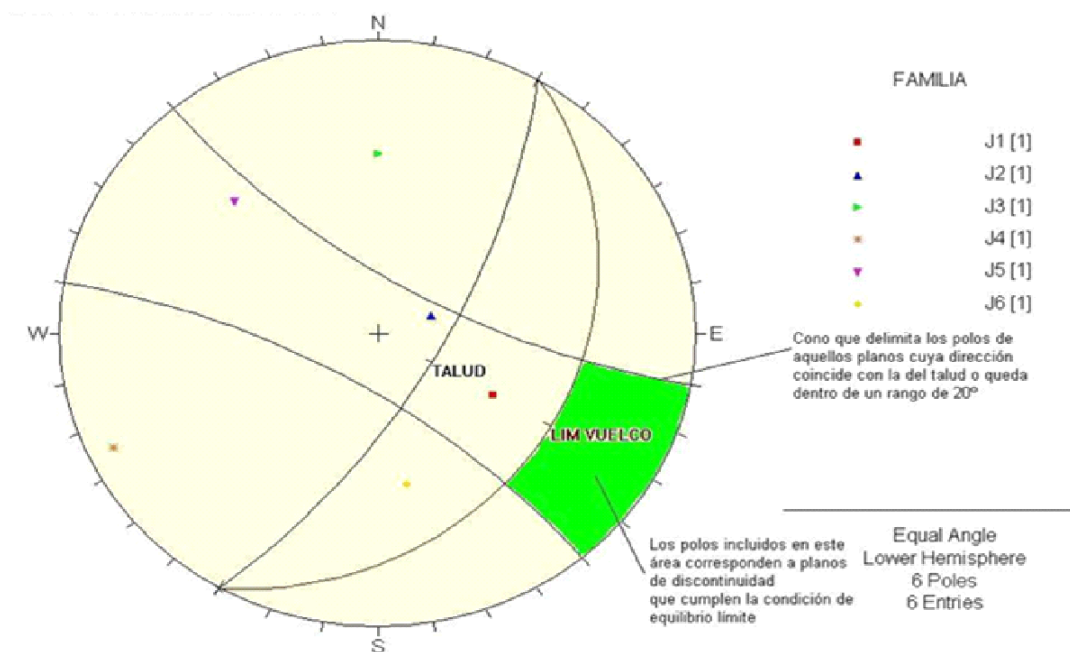
Para realizar el diseño y análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos se ha investigado cuidadosamente las propiedades de la roca fracturada las mismas que se encuentran influenciadas notablemente por la existencia de fisuras y otras superficies de separación de índole geológica.

La proyección estereográfica de las discontinuidades presentes en los taludes del macizo rocoso ha sido determinada con el programa de cómputo CONTEO, la misma que representa de manera gráfica las discontinuidades agrupándolos en "*set*" o familias principales para luego determinar el tipo de falla más probable de ocurrencia en el talud, una vez determinada el tipo de falla se analiza para cada caso mediante el método de equilibrio límite. Del análisis que se realiza en el macizo rocoso se pueden identificar los siguientes tipos de fallas.

Rotura por vuelco (Toppling)

La rotura por vuelco puede consistir en el pandeo de estratos, en el caso de macizos de estratificación apretada, como es el caso de pizarras o esquistos, con buzamientos elevados hacia la cara del talud. Existe, por otro lado, la posibilidad de producir el vuelco de bloques cuando coexiste una familia con las anteriores características con otras dos familias que permiten aislar bloques. Esto es, una primera subhorizontal buzando hacia afuera del talud con otra perpendicular al talud y subvertical.

Figura 5 Análisis del vuelco mediante el programa DIPS



Fuente: Elaboración propia

Rotura planar

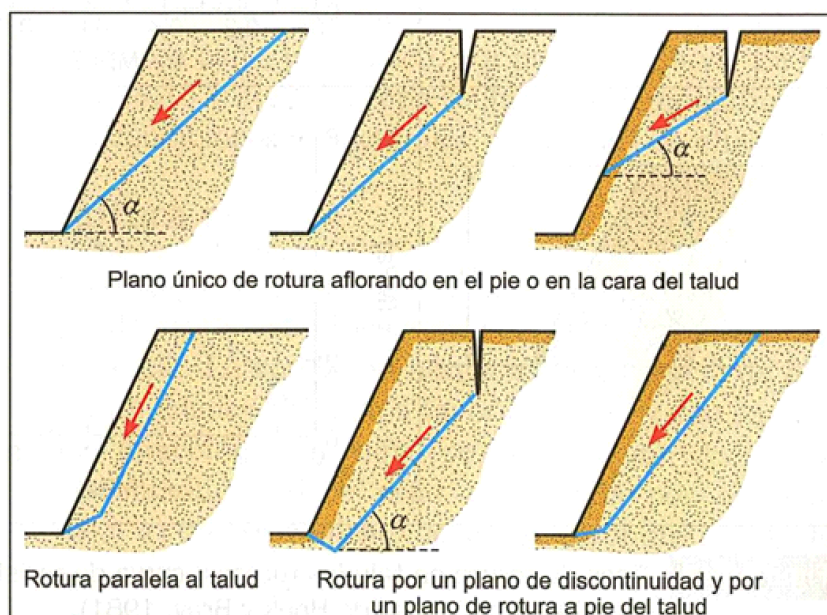
Este mecanismo de rotura a favor de una discontinuidad, se produce en los taludes a excavar dentro de macizos con una estructura muy marcada, como es el caso de las pizarras; siendo más habitual la formación de cuñas. La rotura planar supone, de hecho, una particularización de la rotura por cuñas (formación de bloques inestables).

Este tipo de rotura consiste en el deslizamiento de una masa de roca a lo largo de un plano de discontinuidad que ha quedado descalzado por la cara del talud.

Aunque no se trata de roturas excesivamente comunes, pueden observarse ocasionalmente en carreteras, pudiendo dar lugar en algunos casos a roturas rápidas, que pueden causar desde pequeños desprendimientos, hasta cortes de la carretera. Por todo ello, este tipo de rotura debe ser necesariamente tenido en cuenta en el proceso de estabilización de los taludes.

Si la discontinuidad no es suficientemente extensa como para abarcar todo el talud, la rotura no se puede producir a menos que existan otras dos discontinuidades que permitan la formación de un bloque que estaría delimitado por las tres discontinuidades y la cara del talud.

Figura 6 Esquema de tipos de roturas en deslizamientos planares



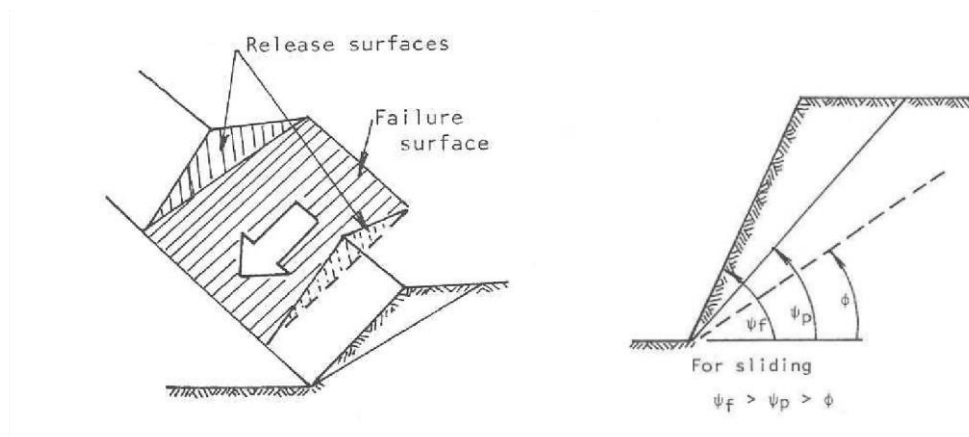
Fuente: Hoek & Bray 1981.

Así el deslizamiento tendrá lugar cuando las fuerzas tangenciales que se desarrollan en la superficie de la rotura, son mayores que las fuerzas resistentes. En ausencia de empujes de agua y de cohesión en la discontinuidad, la rotura plana se producirá cuando el buzamiento de ésta sea mayor que su ángulo de fricción, pero si existe cierta cohesión, el

talud puede ser estable a pesar que el ángulo de fricción sea menor que el buzamiento de la discontinuidad. Si la cohesión es nula, puede darse el caso de que se produzca el deslizamiento, debido al empuje del agua, aunque el ángulo de fricción sea mayor que el buzamiento de la discontinuidad.

El plano de discontinuidad, en ocasiones aflora en el terreno natural sobre la coronación del talud; otras veces no es así, pero si se desarrolla una grieta de tracción desde el plano de discontinuidad hasta la superficie del terreno.

Figura 7 Condiciones para rotura planar

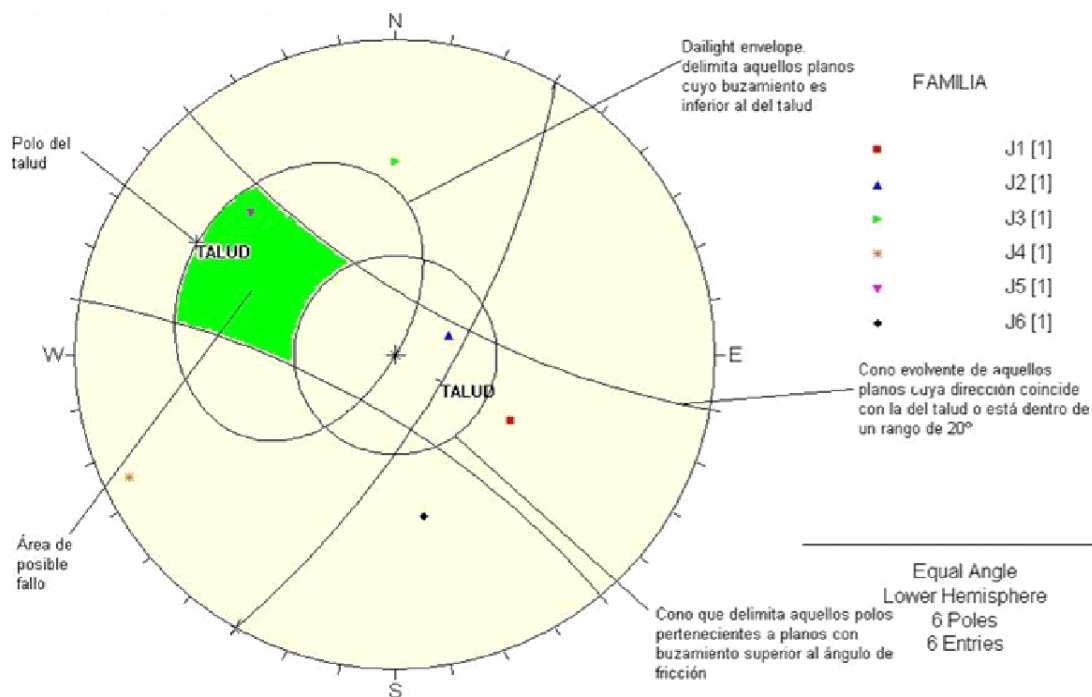


Fuente: Rock Slope Engineering, publicado en 1981 por Hoek y Bray.

A efectos prácticos, estas condiciones han de analizarse de modo sistemático en todo proyecto dentro del estudio del movimiento de tierras, siendo la representación estereográfica la herramienta habitualmente empleada. El programa DIPS, desarrollado por la universidad de Toronto, permite este estudio sin necesidad de recurrir a las tradicionales falsillas. Por ello, se emplea dicho programa considerando una proyección sobre el hemisferio Sur y una malla equiangular sobre la que se representan los polos correspondientes a los diferentes planos de discontinuidad medidos en el campo mediante el levantamiento de estaciones geomecánicas en el entorno del talud proyectado.

La siguiente figura materializa el proceso a seguir, delimitándose el área que encierra los polos de aquellas diaclasas a favor de las cuales puede producirse rotura plana.

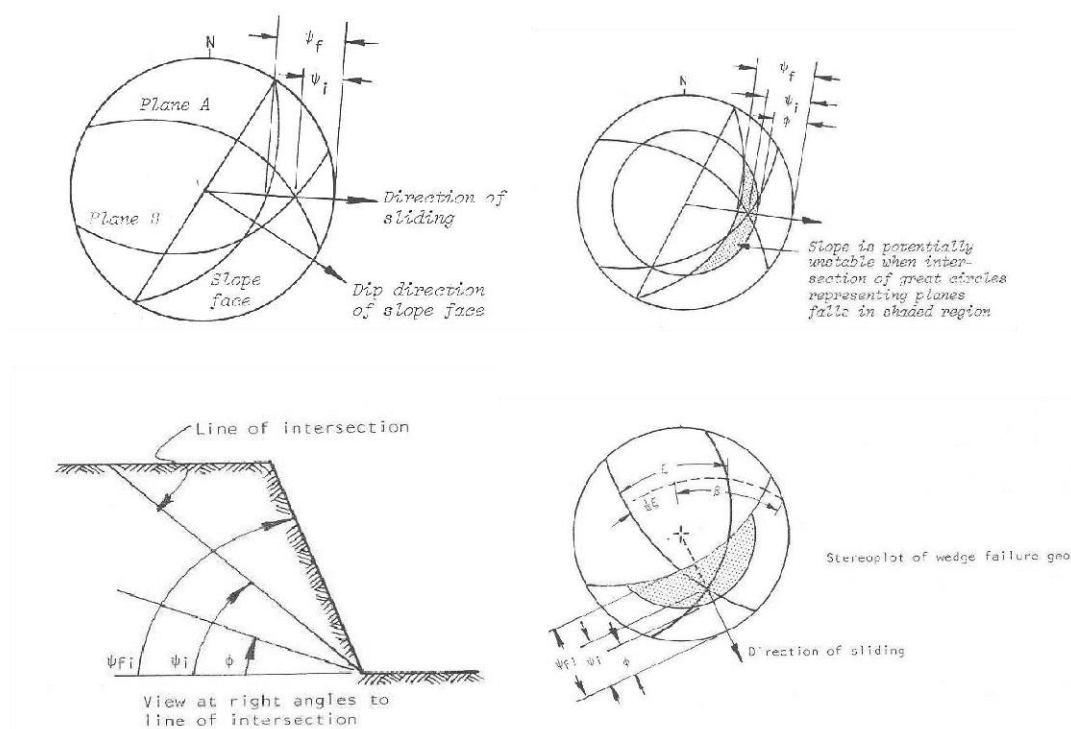
Figura 8 *Análisis de la rotura planar mediante el programa DIPS Rotura por formación de cuñas*



Fuente: Elaboración propia

Se trata del más común de los mecanismos de rotura. Una cuña está definida por dos planos de discontinuidad que se intersectan, la superficie del talud y una grieta de tensión opcional.

Figura 9 Condiciones para la formación de bloques



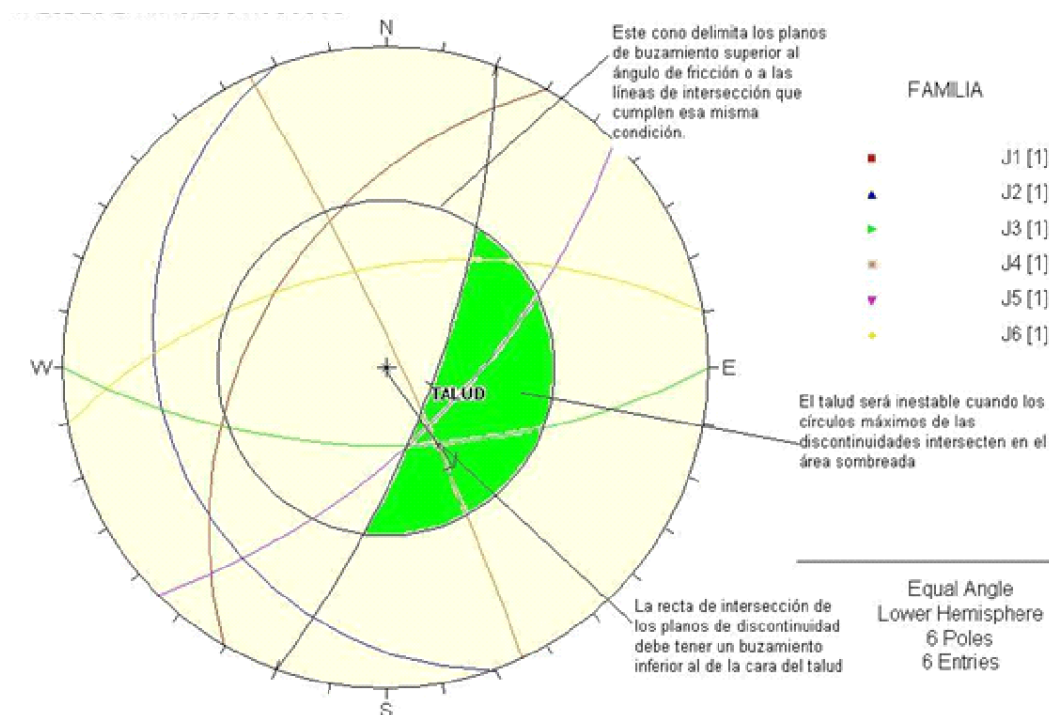
Fuente: Rock Slope Engineering, publicado en 1981 por Hoek y Bray.

Este análisis es posible realizarlo mediante el programa DIPS, ya citado para el estudio de la rotura planar.

Todos los puntos de intersección de planos de discontinuidad incluidos dentro del área delimitada entre el círculo máximo del talud y el cono del ángulo de fricción, corresponden a líneas de intersección, a favor de las cuales es posible el deslizamiento del bloque conformado por la superficie y los planos de discontinuidad.

La siguiente figura recoge de modo visual el proceso seguido mediante el programa DIPS.

Figura 10 Análisis de cuñas mediante el programa DIPS.



Fuente: Elaboración propia

2.1.9. ANÁLISIS EN ZONAS SÍSMICAS

La zona donde se ubica el proyecto, presenta una actividad sísmica media, producto de la interacción de la placa de Nazca con la Sudamericana. Los sismos más importantes ocurridos durante el periodo histórico e instrumental son los de Lima del 28 de octubre de 1746, 17 de octubre de 1966 (8.1 Mw) y 3 de octubre de 1974 (8.1 Mw); de Chimbote del 31 de mayo de 1970 (7.9 Mw) y de Pisco del 15 de agosto del 2007 (8.0 Mw). Por tanto, el análisis sísmico es determinante en el redimensionamiento geotécnico, tanto desde el punto de vista estructural, como desde el punto de vista de inestabilidad de taludes.

Cuando ocurre un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

- Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve.

- Fuerzas de inercia inducidas por las masas propias.
- Cambio en los parámetros geotécnicos que caracterizan a los materiales que constituyen el talud.

En los análisis de estabilidad de taludes denominados pseudo estáticos, se considera la influencia de un evento sísmico; la intervención del sismo se da a través de la fuerza sísmica, a la cual se le considera como una fuerza horizontal que actúa sobre la masa de suelo inestable, cuya magnitud es calculada al multiplicar el peso de dicha masa por un factor, denominado coeficiente sísmico. El coeficiente sísmico dependerá del tipo de sismicidad de la zona. Los valores recomendados en análisis de estabilidad de taludes, cuando se utilizan los métodos de equilibrio límite basado en la mecánica del cuerpo rígido, se muestran en la tabla 1 para el Perú:

Tabla 1 Coeficientes Sísmicos en Análisis de Estabilidad de taludes

Sismicidad de la zona	Coeficiente Sísmico
Alta, cercana a la costa Peruana o fuente sismogénica local.	0.17 a 0.22
Media, zona andina y ceja de selva a 75 Km. De fuente sismogénica local.	0.10 a 0.17
Baja o nula, zona de selva baja.	0.00 a 0.10

Fuente: Instituto Geofísico del Perú - IGP

Una vez que se conoce el coeficiente sísmico la fuerza sísmica simplemente será:

$$P_k = C.W$$

Donde:

P_k : fuerza sísmica.

W : peso de la masa de suelo inestable.

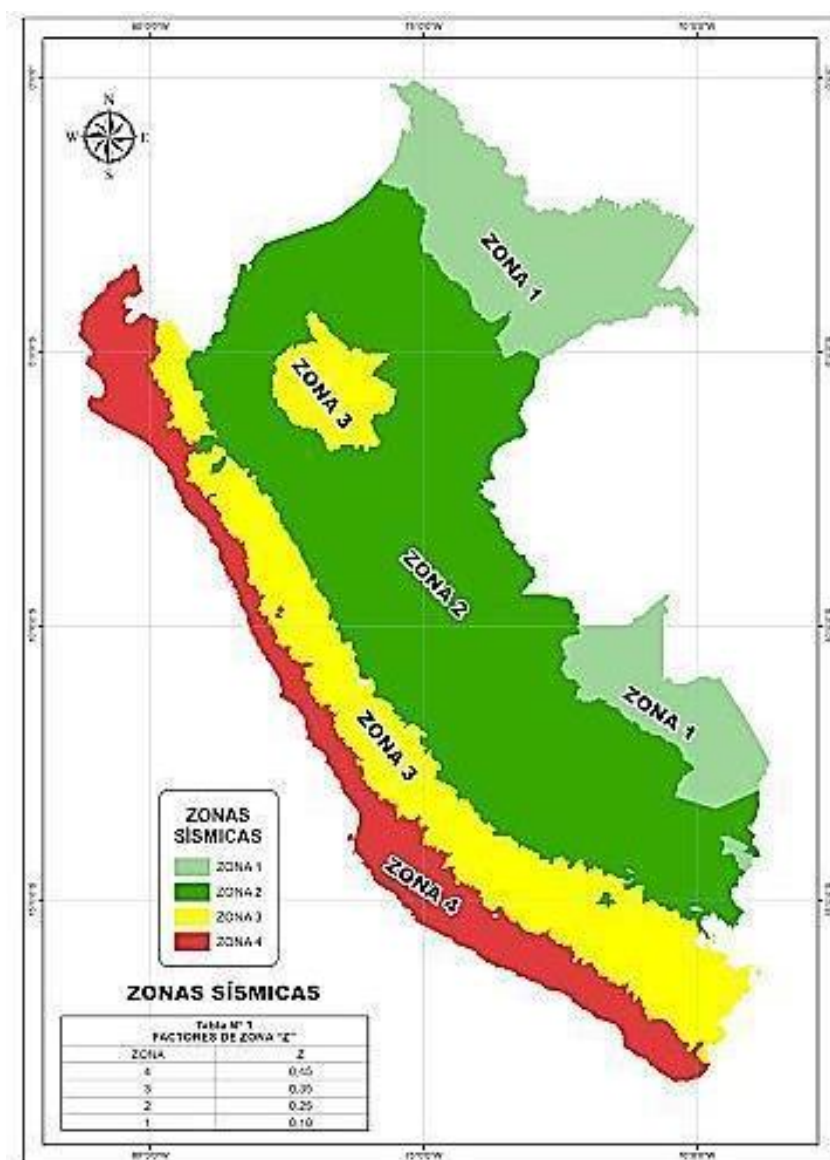
C : Coeficiente sísmico.

Para la estimación de las acciones sísmicas y su repercusión en los taludes y estructuras proyectadas se ha tenido en cuenta la siguiente normativa:

- Ensayo de refracción sísmica (ASTM D5777-00).
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-Resistente, 2016. SENCICO.
- Norma AASHTO LRFD 2014.
- ASCE 7-10.

Según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-Resistente, el territorio del Perú se divide en cuatro zonas, las cuales están basadas en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos en función de las distancias epicentrales, así como en información neotectónica. La Figura 11 muestra las distintas zonas sísmicas del Perú:

Figura 11 Mapa nacional de zonas sísmicas.



Fuente: Norma Técnica E.030, 2016.

A cada zona le corresponde un factor Z según se indica en la Tabla 2.

Tabla 2 Factores de zona.

ZONA	Z
1	0,10
2	0,25
3	0,35
4	0,45

Fuente: *Norma Técnica E.030, 2016.*

Este factor “z” se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

En cuanto a las condiciones locales, para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A continuación, se definen los distintos perfiles considerados en la norma:

Perfil tipo S0: Roca Dura.

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m., las mediciones de la velocidad de ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

Perfil tipo S1. Roca o Suelos Muy Rígidos.

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada de mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).

Arena muy densa a grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.

Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada mayor que 100 kPa (1kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Perfil tipo S2: Suelos Intermedios.

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa o media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N60, entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menos o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N60, menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada, entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0.5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no corresponda al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad IP mayor que 20, contenido de humedad mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada que 25 k Pa.

Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se

requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Solo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

Tabla 3 *Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.*

Suelos Cohesivos	Cu (kPa)	Espesor nivel (m)*
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy Compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N (SPT)	Espesor nivel (m)*
Sueltos	4 – 10	40
Medianamente densos	10 – 30	45
Densos	>30	100

Fuente: *Norma Técnica E.030, 2016.*

2.1.10. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Para abordar el estudio de la estabilidad de taludes en roca es ineludible acudir a los estudios que los profesores Richard Beniaowski y Manuel Romana, este último Catedrático de Geotecnia y Cimientos en la Universidad Politécnica de Valencia han realizado sobre la influencia de los diferentes parámetros geomecánicos en la estabilidad de macizos rocosos.

Fruto de estos estudios son los índices RMR (*Rock Mass Rating*) y SMR (*Slope Mass Rating*), que tratan de definir respectivamente la calidad de la roca y la de los taludes existentes.

Determinación del índice RMR

El índice RMR (Bieniawski, 1979) define la calidad de un macizo rocoso valorando cuantitativa y cualitativamente una serie de parámetros:

- Resistencia de la roca sana (R_c), determinada mediante ensayos de carga puntual y compresión uniaxial.
- RQD (Rock Quality Designation), medido en sondeos o estimado. El RQD mide el grado de fisuración de una roca, y su expresión matemática es:

$$\text{RQD} = \frac{\text{Suma de tramos sin fisuras mayores de 10 cm} \cdot 100}{\text{Longitud total de la columna de roca.}}$$

- Separación entre dos planos de discontinuidad juntas (R_d), fisuras o diaclasas consecutivos.
- Estado de las diaclasas (R_s), atendiendo especialmente a su abertura, bordes y rugosidad de la superficie.
- Existencia de flujo de agua intersticial a través de las juntas (R_u); el agua disminuye la resistencia mecánica de la roca.

Todos estos parámetros están tabulados, correspondiendo a cada rango de valores una puntuación o *rating*; la suma de todas las puntuaciones obtenidas en cada apartado determinará el índice RMR:

$$\text{RMR} = R_c + \text{RQD} + R_d + R_s + R_u$$

2.2.10.2. Obtención del índice SMR

Este nuevo índice (Romana, 1985) introduce una serie de modificaciones en función de las características del talud, de forma que es posible determinar el grado de calidad y fiabilidad que ofrece un talud rocoso.

Su valor se calcula partiendo del índice RMR, al que se le resta un factor de ajuste - función de la orientación de las juntas- y se le suma otro coeficiente en función del método de excavación aplicado:

$$SMR = RMR - (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$$

Debe hacerse una distinción entre valores del SMR y sus correspondientes factores (F) para rotura plana (P) o rotura con vuelco (T).

El parámetro F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud; varía entre 1.00 (rumbos paralelos) y 0.15 (ángulo inter rumbo mayor de 30° , donde la probabilidad de rotura es muy baja). Empíricamente se ajustan a la siguiente expresión, en la que α_j y α_s los rumbos de junta y talud respectivamente:

$$F1 = (1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s))^2$$

Por otro lado, el valor de F_2 depende del buzamiento de las juntas (β_j) en la rotura plana (P), midiendo de alguna forma la probabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante de dichas juntas; oscila entre 1.00 (buzamiento superior a 45°) y 0.15 (buzamiento inferior a 20°). En el caso de rotura con vuelco (T), el valor de F_2 es 1.00. Aunque fue determinado empíricamente, existe una expresión matemática que permite su determinación:

$$F2 = \text{tg}^2 \beta_j$$

El coeficiente F_3 refleja la relación existente entre los buzamientos de los planos de discontinuidad (β_j) y del talud (β_s):

$$F3 = \beta_j - \beta_s \text{ (rotura plana).}$$

$$F3 = \beta_j + \beta_s \text{ (rotura con vuelco).}$$

Por último, F_4 hace referencia a la influencia del método de excavación utilizado en la estabilidad del talud. Aquellos métodos que originen un mayor residuo o fisuren las capas

superficiales del talud favorecen el desprendimiento de fragmentos y bloques rocosos, precipitándose ladera abajo hacia la zona de explanación.

Tabla 4 Factores de ajuste para el cálculo del índice SMR.

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$ \alpha_j - \alpha_s $ $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
P/ T	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2	1	1	1	1	1
P T	$\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$	$> 10^\circ$ $< 110^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$ $110^\circ - 120^\circ$	0° $> 120^\circ$	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$ --
P/ T	F3	0	-6	-25	-50	-60
P T	Rotura Plana Rotura por vuelco	as dirección de buzamiento del talud bs buzamiento del talud		aj dirección de buzamiento de las juntas bj buzamiento de las juntas		

Fuente: Manuel Romana, 1985.

Tabla 5 Determinación del índice RMR.

VALORES DEL RMR (BIENIAWSKI, 1979)							
PARÁMETROS	INTERVALO DE VALORES						
Resistencia de la roca intacta a Compresión Simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
Valoración	15	12	7	4	2	1	0
RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	$< 25\%$		
Valoración	20	17	13	8	3		
Separación entre juntas	> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
Valoración	20	15	10	8	5		

Condición de las juntas	Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o Relleno < 5 mm o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm o Separación >5 mm Continuas
Valoración	30	25	20	10	0
Flujo de agua en las juntas	Secas 0,0	Ligeramente húmedas 0,0-0,1	Húmedas 0,1-0,2	Goteando 0,2-0,5	Fluyendo 0,5
Valoración	15	10	7	4	0

Fuente: Z.T. Bieniawski, 1979.

Tabla 6 Calidad de la roca en función del índice RMR.

CLASE	CALIDAD	VALORACIÓN RMR	COHESIÓN	ANGULO DE ROZAMIENTO
I	Muy buena	100 - 81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80 - 61	3 - 4 kg/cm ²	35° - 45°
III	Media	60 - 41	2 - 3 kg/cm ²	25° - 35°
IV	Mala	40 - 21	1 - 2 kg/cm ²	15° - 25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

Fuente: Z.T. Bieniawski, 1979.

Tabla 7 Clases de estabilidad según el SMR.

CLASE N°	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
DESCRIPCIÓN	Muy mala	Mala	Norma	Buena	Muy buena
ESTABILIDAD	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
ROTURAS	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas grandes o cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
TRATAMIENTO	Re excavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

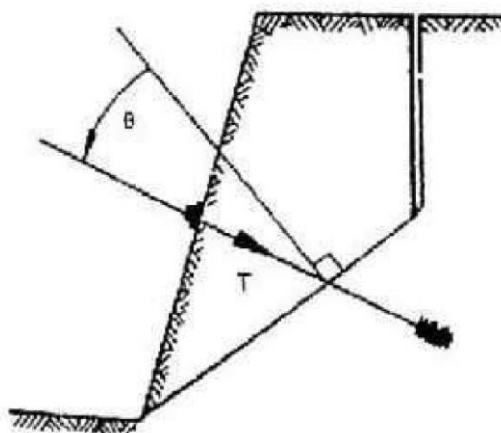
Fuente: Manuel Romana, 1985.

Barton et al. 1974, no se menciona a este autor en este libro ya que su estudio como el sistema Q, es propuesto basándose en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, siendo su principal propósito establecer un índice para determinar la calidad del macizo rocoso en túneles.

2.1.11. COLOCACIÓN DE ANCLAJES

Cuando el factor de seguridad de un talud determinado se considere insuficiente se puede mejorar la estabilidad por medio de la colocación de anclajes con una cierta tensión T , con lo que se consigue aumentar el valor de FS, (Bañón, 2000).

Figura 12 Colocación de anclajes.



Fuente: Bañón, 2000.

2.2. MARCO CONCEPTUAL

2.2.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA INESTABILIDAD DE TALUD

a) LA LITOLOGÍA

Desde el punto de vista litológico los materiales se clasifican de acuerdo a su génesis o formación (Abramson, 1996) diferenciándose dos grupos de materiales diversos que son: la roca y el suelo cada formación geológica posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos y los mapas de inventario de deslizamientos presentan densidades de número

o tamaño de los movimientos que son característicos de determinadas áreas dentro de cada formación geológica. Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado (Martínez, 1998) refiere que la litología de los materiales flotantes y su grado de alteración condiciona sus características físico-mecánicas y por tanto su estabilidad potencial por lo que el comportamiento variará de unos materiales a otros aun cuando actúen sobre ellos con igual intensidad los mismos factores; los parámetros resistivos dependerán de la composición meteorológica y de la textura, conmutación, tamaño, forma y cimentación de las partículas que forman la roca o sedimento. Por tanto, materiales como cementados, con tamaños de grano fino (limo arcilla o arena limo arcilla), o de un amplio rango granulométrico (derrumbes de ladera) son litológicos más propensos al deslizamiento.

En los taludes donde aparecen varios materiales diferentes se debe elaborar un modelo que debe incluir todos los materiales, cada cual, con su comportamiento característico, pero al mismo tiempo se debe analizar el comportamiento conjunto de los diversos materiales por ejemplo un material permeable sobre otro menos permeable, puede generar niveles de agua colgados. Un suelo duro puede fallar al cortar o deslizarse al deformarse un material subyacente menos duro. Generalmente en una formación geológica se encuentran varios tipos de material y varios patrones de estructura, los cuales conjuntamente, determinan las características de los deslizamientos.

b) LA ESTRUCTURA GEOLÓGICA

(Martínez, 1985) Menciona que otro aspecto de gran importancia a considerar frente a la estabilidad es la relación y combinación de la disposición geométrica de los materiales aflorantes, con respecto a la orientación, pendiente y altura de la ladera natural (estructuras geológicas). En este sentido deberán observarse las discontinuidades presentes (planos de estratificación, fallas, diaclasas, esquistosidad), atendiendo su inclinación, orientación,

número, densidad, naturaleza, y morfología; estas características tienen gran importancia en el caso de materiales rocosos (calicatas, areniscas, etc.). Estas circunstancias se verán favorecidas por la circulación de agua de infiltración a través de las discontinuidades, que pueden actuar durante los periodos de lluvia como superficie de despegue.

c) LA GEOMORFOLOGÍA

(Jaime, 2013) define “la geomorfología como el estudio de las formas de la superficie de la tierra, su origen, los procesos relacionados con su desarrollo y las propiedades de los materiales, con lo cual se puede predecir el comportamiento y el futuro estado”.

Para elaborar el modelo del comportamiento de un talud es determinante analizar la geomorfología y su efecto sobre los procesos de inestabilidad; los procesos actuales y pasados son la base para los procesos que van a ocurrir. Las condiciones geomorfológicas presentes son esenciales en el análisis de la ocurrencia de deslizamiento, debido a que el proceso de vertiente es parte integral de los procesos dinámicos como variables que controlan la evolución de los paisajes. La geomorfología refleja los procesos que están actuando sobre el talud, así como los procesos que lo han afectado en el pasado y su relación con la litología y otros elementos constitutivos de un talud en particular, sino de todo el ambiente de una zona.

d) PENDIENTE Y RELIEVE

(Martínez, 1998) Refiere que: “La pendiente topográfica y la altura de las laderas son factores que condicionan el desarrollo de procesos de deslizamiento por su contribución a la inestabilidad de los materiales; tanto es así parámetros utilizados sistemáticamente en la mayoría de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes. En terrenos homogéneos, cada tipo de material tendrá una altura crítica y un ángulo máximo, a partir de los cuales se producirá un desequilibrio gravitacional siendo la posible rotura, no obstante, en zonas muy

húmedas la morfología no tiene por qué ser muy abrupta para materiales arcillosos debido a la saturación pueden generar movimientos rápidos, de tipo flujo, con velocidad considerable, Las características morfológicas de la ladera aumentan o disminuyen su equilibrio ya que estas son además el resultado de un proceso evolutivo, nos servirán también como indicadores de inestabilidad, Una topografía abrupta con valles profundos, grandes diferencias de altura entre yegudas, alto gradiente hidráulico, relieve escarpado, red de drenaje densa y encajada, formas acarcavadas y laderas con morfología cóncava, es indicativa de zonas de alto potencial de inestabilidad. De este modo mediante la combinación de determinados índices morfológicos y morfométricos del terreno, tales como la morfología, altura y pendiente topográfica, la superficie y longitud de la cuenca superficial y de los conos de deyección, etc., se han desarrollado métodos para determinar la susceptibilidad de rotura de una ladera.

e) COBERTURA VEGETAL

(Martínez, 1998) “En el trabajo relacionado a los estudios de litología, aprovechamiento de rocas industriales y riesgo de deslizamiento en la comunidad valencia refiere que' Este es un factor controvertido, tanto en su uso como como parámetro a intervenir en la estabilidad, como en el papel que desempeña. Esto es debido tanto a las distintas circunstancias que se producen en la presencia de la amplia variedad de especies vegetales existentes, dentro de los cuales algunas tienen un marcado carácter estacional, como a los efectos que en ellas se manifiestan. Aunque es el factor menos constante de los hasta ahora reseñados y no llega ser determinante para la estabilidad global de una masa de terreno, si condiciona la forma la acción de otros factores. El efecto positivo que produce la vegetación es el de mantener la estabilidad superficial del terreno y evitar su degradación, ya que las raíces cohesionan las partículas del suelo y disminuyen la disgregación de los niveles superficiales. La presencia de una cobertura vegetal también favorece el drenaje por

la absorción del agua superficial del terreno, al tiempo que disminuye el efecto producido por la erosión hídrica. Como contribución negativa, está la producida el efecto de cuña realizado por algunas raíces al desagregar el suelo, provocando los consiguientes efectos mecánicos en grietas y facturas”.

f) EL EFECTO ANTRÓPICO

(Campos, 2011) “La inestabilidad de laderas puede ser producida por la actividad humana al alterar y modificar el equilibrio que existe en la naturaleza, debido a cortes y excavaciones para la construcción de caminos, conformación de terrazas para viviendas, vertido de rellenos de material suelto en los taludes y escarpe de las laderas”.

El hombre induce cambios en el medio ambiente de un talud, pues las actividades humanas tienen una gran influencia sobre su comportamiento y especialmente, sobre la activación de los deslizamientos. Las actividades antrópicas como el uso de la tierra, las prácticas de agricultura, la construcción de carreteras y la irrigación, entre otras, son factores determinantes en la ocurrencia de deslizamientos.

g) ESTADO DE METEORIZACIÓN

(Castañón, 2011) El agua y el viento continuamente afectan a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones que tenía, figura

h) CLIMA E HIDROLOGÍA

Durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas

que presenta el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo.

(Castañon, 2011) Refiere que: “durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso en la masa, una disminución en la resistencia al cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presenta el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes que presenta el talud o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo”.

i) SISMICIDAD

Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que este cometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación. (Castañon Garay, 2011)

j) ASPECTOS GEOLÓGICOS

Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales, al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado.

k) CARGAS EXTERNAS

La aplicación de cargas sobre la corona del talud provoca un aumento en las fuerzas actuantes en la masa de suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud. (Estrada y Soberanis, 2014, p.17)

I) EXCAVACIONES Y/O RELLENOS

Las actividades de construcción realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de éste al modificar la condición de esfuerzos a las que está sometido. Generalmente, estas actividades de construcción corresponden a trabajos donde se realizan excavaciones y/o rellenos. (Estrada y Soberanis, 2014, p.17)

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total se disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro. Durante el tiempo en que este incremento de presión de poro se disipa, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. (Estrada y Soberanis, 2014, p.17)

2.2.2. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

TALUD: Se define un terreno como una superficie de terreno que posee un ángulo de referencia con la horizontal. Puede ser naturales o artificiales, los taludes naturales se los conoce en campo usualmente como laderas a diferencia de las artificiales, se les conoce como terraplén y desmote. Los problemas mecánicos del suelo y rocas, (Jiménez S. 1891).

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES: proceso en el que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes y las fuerzas desestabilizantes o movilizantes que actúa sobre el talud.

ROCA: Agregado natural compuesto de partículas de uno o más minerales, con fuertes uniones cohesivas, que no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales. (Saenz, 2017)

BANQUETAS: Sección geométrica resultante, construida a intervalos, que permite reducir el ángulo efectivo del talud protegiendo contra la infiltración y la erosión. (Saenz, 2017)

CAPACIDAD DE CARGA: es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos. (ver detalle de la norma E.050 Suelos y Cimentaciones).

DESLIZAMIENTOS: Movimiento de ladera abajo de una masa de suelo o roca cuyo desplazamiento ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de falla o de zonas relativamente delgadas con gran deformación cortante. (Saenz, 2017)

ESTABILIZACIÓN: Proceso físico o químico, mediante el cual se generan las condiciones mecánicas del suelo. (Saenz, 2017)

LADERA: perfil natural que sigue un suelo en contacto con la superficie libre o atmósfera, y ese perfil no es horizontal. (Saenz, 2017)

GEODINÁMICA EXTERNA: conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas. (Saenz, 2017)

NIVEL FREÁTICO: Nivel de agua subterránea cuya presión es igual a la presión atmosférica. (Saenz, 2017)

PERMEABILIDAD: Facilidad con que el agua puede fluir a través de los poros y discontinuidades de un suelo o macizo rocoso. (Saenz, 2017)

MATRIZ ROCOSA: es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca “intacta” que quedan entre ellas, se caracteriza por su peso específico, deformabilidad y resistencia. (González Vallejos, L. et. al. 2002, p.123).

DISCONTINUIDAD: es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario en un macizo rocoso, generalmente con una resistencia a la tracción muy baja o nula. La presencia

de discontinuidades implica un comportamiento no continuo del macizo rocoso. (González Vallejos, L. et. al. 2002, p.123).

MACIZO ROCOSO: es el conjunto de matriz rocosa y discontinuidades. La presencia de discontinuidades de diverso tipo le da al macizo rocoso un carácter heterogéneo y un comportamiento no continuo. (González Vallejos, L. et. al. 2002, p.123).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Consideramos a la presente investigación dentro del **diseño metodológico descriptivo experimental, en razón a las variables desarrolladas en la investigación.**

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

La presente investigación es dominada Evaluación geomecánica de los taludes de excavación en roca fija y potencialidad de deslizamiento de materiales cuaternarios – carretera interoceánica del sur tramo 4 km. 241+090 a 241+220 en el periodo 2019-2021.

Para este trabajo de investigación se realizó un tipo de investigación descriptivo experimental, que por la cual se consideran tres etapas principales del diseño de investigación: Recolección, medición y análisis de datos.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.

3.3.1 Población.

La presente investigación se realizará en el distrito de Ollachea, provincia de Carabaya, departamento de Puno. Teniendo como población a la carretera Interoceánica del sur tramo 4, de talud comprendida en el Km. 241+090 a 241+220 en el periodo 2019-2021.

3.3.2 Muestra.

El muestreo se realiza por muestreo universal.

- Macizo rocoso.
- Roca intacta.
- Discontinuidades.
- Litología.

- Cobertura

3.4.2 Muestreo.

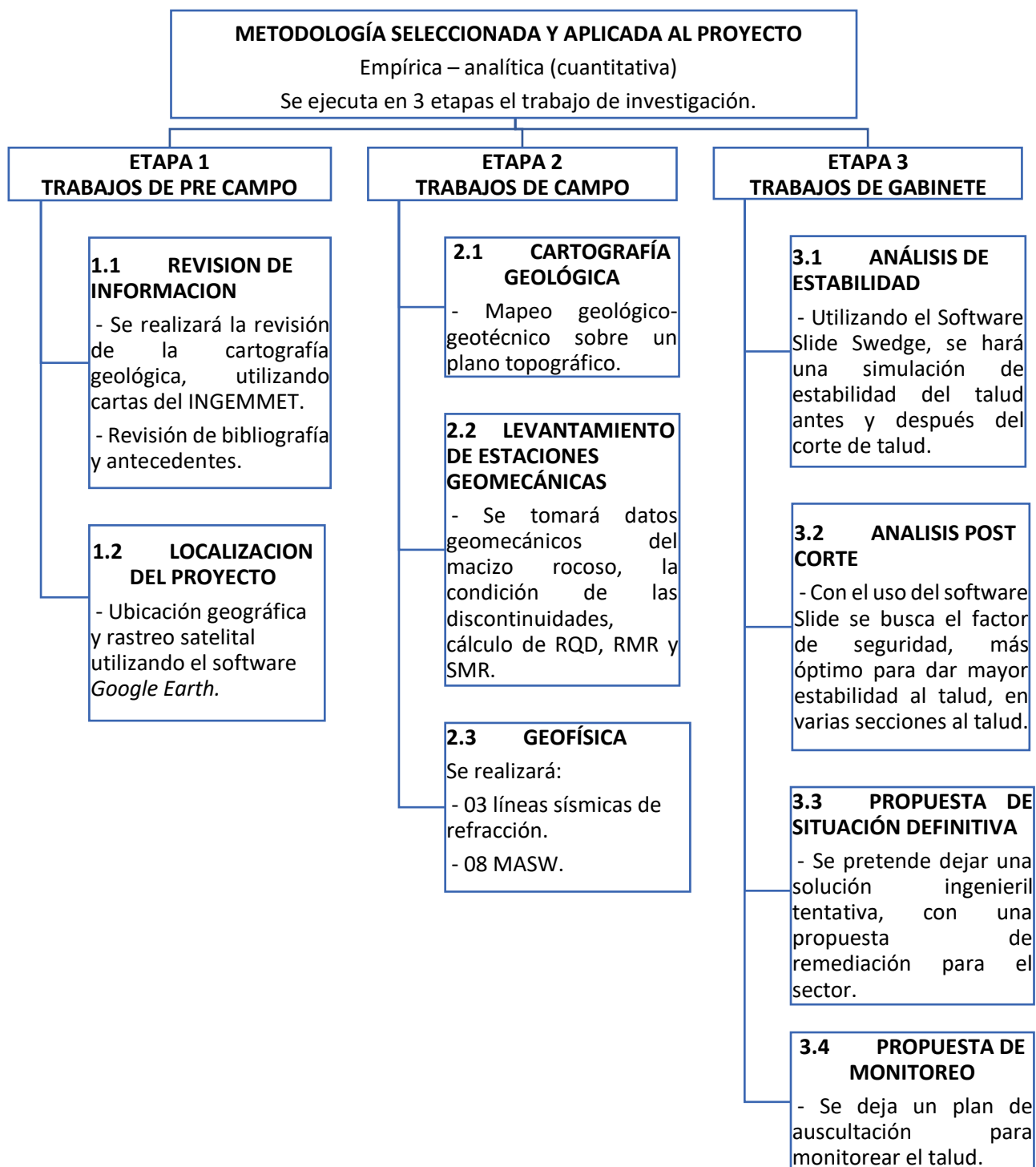
Se realizó mapeos geológicos - geotécnicos y toma de muestras y datos de campo, simulaciones en *software*, para el mapeo geológico se utiliza un plano e imágenes satelitales con diferentes escalas, para la toma de datos de campo nos apoyamos en las tablas modelos de profesor Richard Beniawski y los softwares utilizados para el procesamiento de dato corresponde a la familia rocscience, Dips, Slide y Swedge.

3.4. METODOLOGÍA SELECCIONADA Y APLICADA AL PROYECTO.

Hay tres grandes modalidades de investigación educativa, derivadas del método científico, con diferentes niveles de control y de aproximación a la explicación. (David Rodrigues Gomez y Jordi Valldeoriola Roquet – 2009 Cataluña Barcelona “Metodología de la investigación”).

El trabajo de investigación es considerado como: Empírica – analítica (cuantitativa).

Este trabajo de investigación esta organizada en tres etapas a seguir en donde se detalla mejor en el siguiente mapa semántica.



Etapa 1 se realizará trabajos de pre campo, en donde se realizará la revisión de la información como antecedentes bibliográficos, verificación de cartas nacionales publicados por el Ingemmet y como segundo punto se tiene que hacer la localización del proyecto, ya que esto nos ayudará a ubicar mejor la zona del proyecto sea geográficamente,

geológicamente y topográficamente; la localización se hará a través de imágenes satelitales por *SAS PLANET* y *GOOGLE EARTH*, teniendo localizado el proyecto se preparará planos topográficos para los mapeos geológicos con la ayuda del software ArcGIS, por otro lado se en esta etapa se preparará tablas que ayudaran en el campo para la recolección de datos estructurales y detalles geológicos geotécnicos, los imágenes satelitales y los planos topográficos nos ayudará a hacer proyecciones de trazos para la sísmica de refracción y para ejecutar MASW.

Etapa 2 la cartografía geológica será de gran importancia para este trabajo por eso en esta etapa de trabajos de campo será lo primero que se realizará plasmando en un mapa todo los detalles geológicos y geotécnicos, como segundo se realizará la toma de aptitudes y caracterización del macizo rocoso (condición de las discontinuidades) en los afloramientos que se pueda acceder, servicio de excavación A y servicio de excavación B, como tercer punto a ejecutar será la geofísica realizando 3 líneas sísmicas de refracción (permite interpretar las propiedades del terreno y la profundidad de la roca mediante el análisis de las variaciones en las velocidades de propagación de las ondas sísmicas correspondientes a las velocidades de transmisión en un medio sólido) y 8 puntos de *MASW Multichannel Analysis of Surface Waves* (es un método no destructivo, se usa para evaluar la velocidad de onda de corte (V_s), vinculado al mismo módulo de corte (G). Este método analiza las propiedades de dispersión de los modos fundamentales de las ondas Rayleigh, las cuales se propagan a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores, Park et al., 1999).

Etapa 3 en esta etapa se considera 4 puntos a desarrollar, como primero el análisis de estabilidad de una situación actual del talud, en donde se utilizará las propiedades de cálculo de materiales del proyecto de ingeniería de detalle, aquí con la ayuda del software Slide se demostrará que el talud en 5 diferentes secciones en estado estático el factor de

seguridad es inferior a 1.5, también se realizará un análisis de cuñas con el programa Swedge. Como segundo el análisis de estabilidad en una situación post corte, el corte propuesto en el PID para este talud es 4V:1H con banquetas de 2m de ancho cada 12m con el fin de disminuir la altura de excavación se pretende hacer un análisis si con estas características de banqueteo el talud es estable o no, como tercero se pretende dejar un propuesta de situación definitiva con una solución ingenieril para ellos con el uso del programa Slide y sus herramientas se buscará el corte y el sostenimiento adecuado y como cuarto la propuesta de monitoreo, en este se pretende dejar un plan de monitoreo para llevar un control de los asentamientos y relajamientos del talud, esto se realizará con el uso de dianas y equipo topográfico como estación topográfico.

3.5. TÉCNICA DE RECOGIDA DE DATOS E INFORMACIÓN.

La técnica de recolección de datos utilizado es la observación experimental por su poderosa técnica de investigación científica, que en el campo permitió hacer una recopilación de información como toma de aptitudes de los diferentes sistemas de diaclasamientos, mapeos geológicos y geotécnicos, estos datos son expuestos en la *Tabla 8 Caracterización de estaciones geomecánicas de los afloramientos.*

3.6. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO, NUEVOS DESAFÍOS O PROBLEMÁTICAS IDENTIFICADAS.

3.6.1 LIMITACIÓN CONCEPTUAL

La presente investigación se encuentra enmarcada en el ámbito de la Ingeniería Civil dentro del área de geotecnia y geomecánica de rocas. En cuanto al desarrollo de la investigación se realizó un levantamiento topográfico, estudio de mecánica de rocas, mapeos geomecánicos en campo para determinar las propiedades físicas, mecánicas y características geomecánica de la roca y cálculo de potencia de material cuaternario.

3.6.2. LIMITACIÓN ESPACIAL

El presente trabajo de investigación se llevará a cabo en el talud de la carretera Interoceánica del Sur tramo 4 Km. 241+090 a 241+220, dentro de la jurisdicción de la Localidad de Ollachea, Provincia de Carabaya, Región Puno, que se compone por Pizarras esquistosas silicificadas y Cuarцитas.

Geográficamente la zona en estudio se localiza (tomando como referencia el centro de gravedad) en las siguientes coordenadas (Sistema WGS84 – Zona 19S):

Tabla 8 Ubicación geográfica (Coordenadas UTM)

TALUD	ESTE	NORTE	COTA msnm
Km. 241+90	341826	8478659	2340

Fuente: Elaboración Propia

El lugar de trabajo está controlado estructuralmente dentro de dos sistemas de pliegues anticlinales que van en dirección NW-SE, la petrología predominante es la pizarra de la formación Sandía, los valles son cubiertos por materiales fluviales.

3.6.3. TEMPORAL

El presente estudio se realizó durante 6 meses, desde el mes de enero del 2020 hasta junio del 2020, se elige este periodo porque la empresa Operadora Sur Perú venía ejecutando trabajos de corte en el talud y por la estación de mayor precipitación los trabajos quedaron paralizados dándose mayor prioridad a nuevos estudios de este tramo.

3.6.4. NUEVOS DESAFÍOS O PROBLEMÁTICAS IDENTIFICADAS.

En un estudio inicial de proyecto de ingeniería a detalle, la cobertura de material cuaternario no se considera un problema que podría paralizar la obra por un tema de inestabilidad.

Durante el trabajo de corte en talud por las intensas precipitaciones fluviales se vio afectado el trabajo generando inestabilidad en el talud y cierres temporales de la vía. Para la toma de datos geomecánicos de campo se utilizaron pequeños lugares con afloramiento de macizo rocoso.

3.7. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.

Una vez obtenida la información suficiente de campo se hará el procesamiento e interpretación de resultados, se hará el uso de *software* del paquete *rocscience* y el Excel, se escoge estos programas ya que son de uso común en el mundo de la ingeniería y por ende el autor de esta tesis tiene conocimientos de este software.

3.8. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE HIPÓTESIS.

La hipótesis alternativa es: El diseño y estabilidad del talud final en el Km 241+090 - 241+220 se hizo en base a los parámetros geomecánicos y la potencia del material cuaternario conseguidos en campo.

La hipótesis nula es: Para el diseño y estabilidad del talud en el Km 241+090 – 241+220 no es necesario tomar parámetros geomecánicos y potencia del material del cuaternario.

CAPÍTULO IV

MARCO EMPÍRICO, RESULTADOS Y DISCUSIONES

INGENIERÍA DE PROYECTO

Identificado la situación actual del talud superior lado derecho de la vía entre el km. 241+090 A km. 241+220, se procedió llevar a cabo una campaña de campo para determinar los aspectos Geológico-Geotécnicos significativos para la óptima ejecución del proyecto.

El sector comprendido entre el km. 241+090 A km. 241+220, es considerado potencialmente crítico, por la gran presencia de roca fracturada en las partes altas del corte y de materiales coluviales por encima de la línea de corte (ladera superior). Cualquier cambio en las propiedades de estado de los coluviones y/o saturación del material de relleno o lavado del mismo de las zonas de fractura del macizo rocoso pueden activar posibles desprendimientos de masa de suelo, ocasionando derrumbes de gran consideración. Durante el proceso constructivo se ha evidenciado a mayor detalle el espesor del coluvión y la roca evolucionada, ello queda plasmado en una situación de inestabilidad en el talud no contemplada en su totalidad en el alcance del PID. Actualmente se han producido derrumbes locales de menor envergadura, advirtiendo del peligro potencial de derrumbes en este sector.

Los condicionantes puesto de manifiesto por la cartografía geológica de detalle y por la prospección geofísica y sustentados en los cortes realizados en servicios de excavación, han revelado que la ladera superior es inestable, lo cual fue advertido en el PID. Los últimos periodos de lluvias y los servicios de excavación han mostrado en todo su alcance la problemática de inestabilidad presente en la ladera.

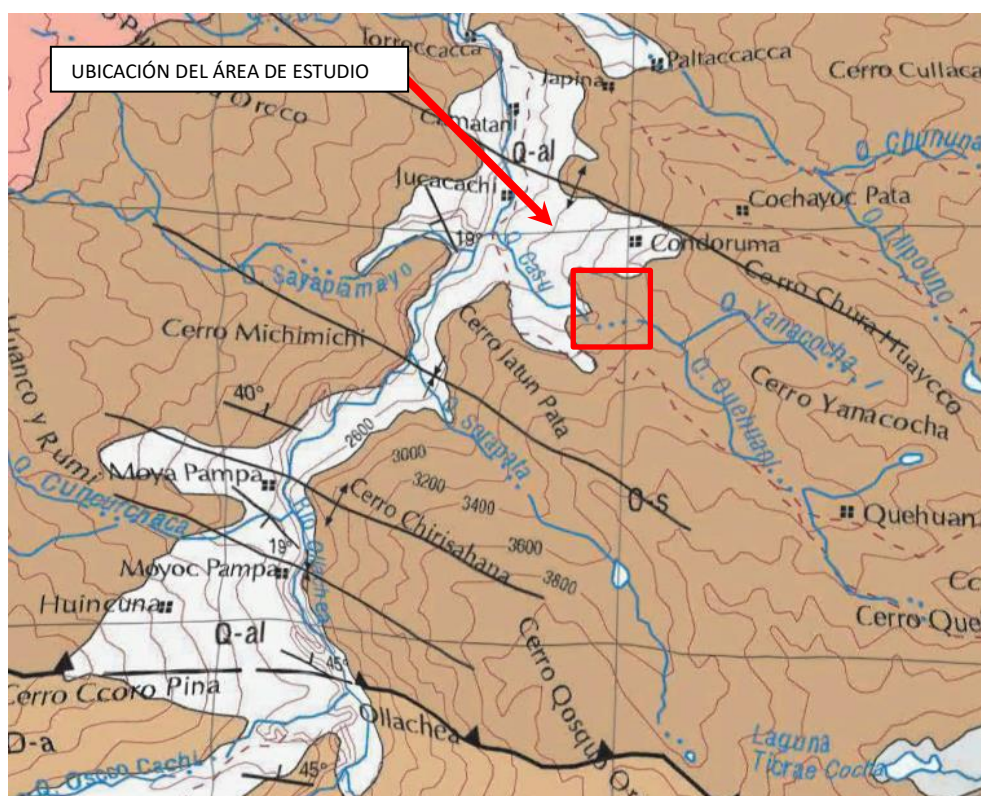
4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 1

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

El talud objeto de estudio se encuentra excavado sobre la Formación Sandia, la cual presenta un plegamiento de dirección ESE-ONO. La Formación Sandia en el área de estudio se encuentra afectada por un plegamiento apretado que da lugar a anticlinales y sinclinales ligeramente inclinados hacia el SO.

Figura 13 Ubicación del área de estudio



Fuente: Extraído del Cuadrángulo de Ayapata, Hoja 28-V. Fuente Ingemmet.

Figura 14 Columna estratigráfica local.

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICA	CUATERNARIO	HOLOGENA	Aluviales Q-al Dep. Glacio-Fluviales Qh-gf Morrenas Qh-mo	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;"> Jim-si SIENITA NEFELINICA </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Pmtr-gr GRANITO </div>
		PLEISTOCENA	Fm. Quenamari { M. Yapamayo Np-ya M. Sapanuta Nm-sa M. Chacacuniza Nm-ch Huayabamba Indiferenciado P-h ind.	
	NEOGENO	PLIOCENA		
		MIOCENA		
	PALEOGENO			
	MESOZOICA	CRETACEO		
JURASICO				
TRIASICO		INFERIOR		
PALEOZOICA	PERMIA	SUPERIOR	Gpo. Mitu Ps-mi	
		INFERIOR	G. Copacabana Pi-c	
	CARBONIFERO	PENSILVAN.	Gpo. Tarma Cs-l	
		MISSISIP.	Gpo. Ambo Ci-a	
	DEVONIANO	INFERIOR	Fm. Ananea SD-a	
		SUPERIOR	Fm. San Gabán S-sg	
	ORDOVICIANO	CARADOC.	Fm. Sandia O-s	
		LLANDEIL.		
LLANVIRN.		Gpo. San José O-sj		
ARENIGIAN				

Fuente: Extraído del Cuadrángulo de Ayapata, Hoja 28-V. Fuente Ingemmet.

A continuación, se describen brevemente las formaciones correspondientes a la geología local.

FM. SANDIA

La Formación Sandia ($\pm 1\ 500$ m) del Ordovícico superior, aflora en una franja continua de litología compuesta por areniscas cuarzosas de grano fino a medio, cuya estructura interna en las capas de areniscas es mayormente *flaser bedding*, dunas, laminación plano paralela y algunos niveles con estratificación oblicua. Esta formación aflora en una franja continua en el flanco NE de la Cordillera Oriental del Sur del Perú.

La Fm. Sandía, en este sector, se encuentra formada por cuarcitas masivas con estructuras sedimentarias relictas. (Ingemmet, Hoja 28-V)

La zona de estudio se encuentra específicamente en un sector definido por un sinclinal, el cual ha podido definirse en campo con mediciones en la superficie de estratificación, como se indica en la figura 15.

Figura 15 Estilo de plegamiento inferido.



Fuente: Elaboración propia.

Se ha podido apreciar, tanto mediante fotointerpretación como por las medidas directas tomadas en campo, que la geomorfología está dominada tanto por la geología estructural, es decir, fallas y pliegues, como por la estratificación de las cuarcitas, que dan lugar a crestones, más resistentes a la erosión y cubetas, menos resistentes, que actúan a modo de recipiente de los depósitos coluviales.

Así mismo, cabe mencionar que, en las observaciones realizadas en campo, pudo confirmarse que las deformaciones se concentran hacia el Norte del sector estudiado,

presentando hacia el Sur paquetes de cuarcita con escasa presencia de juntas, lo cual se adecuará al modelo de plegamiento descrito anteriormente.

Figura 16 Contacto entre los depósitos coluviales y las cuarcitas de la Fm. Sandia en el PK 241+090.



Fuente: Elaboración propia

En la siguiente ilustración puede verse el aumento de la deformación en el sector norte del talud, donde aparece una falla de bajo ángulo, buzando hacia el interior del talud. Dicha falla presenta una brecha de falla cuyo espesor varía entre los 30 y 40 centímetros.

Figura 17 Aspecto del macizo rocoso en el PK 241+220.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 18 Detalle de la falla identificada en el PK 241+220.



Fuente: elaboración propia.

En cuanto a la calidad de la roca, se ha considerado de tipo III. Por lo general, Tipo III para el Servicio de excavación A y Tipo III-IV para el Servicio de excavación B.

CUATERNARIO COLUVIAL (Q-CO)

Sobre la Fm. Sandia, en las zonas bajas de los relieves, así como en las depresiones que presenta dicha formación en zonas más altas, se sitúan los depósitos coluviales. Estos depósitos están formados por suelos orgánicos formados por arcillas arenolimosas con presencia de grandes bloques de cuarcita de la Fm. Sandia.

Estos bloques de roca suponen alto riesgo, tanto para los usuarios de la vía como para los trabajadores que laboran en zonas más bajas, ya que en caso de desestabilizarse podría rodar hasta la base del talud pudiendo causar daños tanto personales como materiales.

Las dimensiones de estos bloques sueltos pueden alcanzar aproximadamente unos 20 m³, con pesos de hasta 50 Toneladas.

A continuación, se muestran una serie de fotografías con algunos de los grandes bloques identificados durante los trabajos de reconocimiento geológico del talud.



Figura 19 Gran bloque presente en la zona baja de la ladera.



Figura 20 Presencia de grandes bloques en zona alta de la ladera.

Los depósitos coluviales contienen grandes bloques, que deberán tenerse en cuenta en la fase de retirada de la cobertura coluvial.



Figura 21 Apariencia de los depósitos coluviales en zona de chacras.



Figura 22 Ubicación de grandes bloques en la ladera.



Figura 23 Disposición de las cubetas generadas por los elementos morfoestructurales.

DEPÓSITOS ALUVIALES (Q-AL).

Estos depósitos, transportados por el río Ollachea, aunque están presentes en las zonas más bajas del área, no son objeto de estudio, por lo que se describen brevemente como gravas redondeadas heterométricas en matriz arenosa.



Figura 24 Depósitos aluviales.

4.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Atendiendo a la variabilidad del comportamiento geotécnico de las diferentes litologías de los terrenos afectados por las obras, se han distinguido dos unidades geotécnicas.

El trabajo de campo y revisión de estudios previos ha permitido verificar la caracterización de los materiales presentes, así como obtener la distribución espacial de los mismos, tanto lateral como verticalmente.

Se han definido las siguientes unidades geotécnicas:

- Unidad A: Depósitos Coluviales.
- Unidad B: Cuarcitas, Formación Sandia.

En superficie la diferencia de competencia ante la erosión y la diferencia composicional entre las distintas unidades lito geotécnicas, dan unas formas de relieve características: Cerros jóvenes compuestos por la formación Sandía, formada por esquistos y cuarcitas, sobre el que se encajan cuerpos intrusivos que suelen conformar la parte alta de los cerros.

Los valles son el producto del encajamiento de la red fluvial sobre los materiales más fácilmente erosionables, en zonas donde se ha intensificado la deformación, ya sea por la presencia de fallas o por la propia resistencia de los materiales.

Por otro lado, los depósitos aluviales están asociados a la deyección de material a través de los valles, mientras que los depósitos coluviales están ligados a la caída por gravedad sobre materiales sueltos en zonas escarpadas.



Figura 25 Vista panorámica del sector a evaluar geológica y geomecánicamente. Sub tramo Km 241+090 a 241+220.

A continuación, se identifican las unidades geotécnicas.

UNIDAD A. DEPÓSITOS COLUVIALES

Dichos suelos están constituidos por fragmentos angulares de dimensión regular en matriz limo – arcillosa. Su compacidad se estima en suelta desde apreciaciones visual – táctiles Según la información previa y el estudio en campo, y a partir de análisis de estabilidad retrospectivos sobre zonas con derrumbes en los que la ladera presenta un factor de seguridad en torno a la unidad, se han ajustado los siguientes parámetros resistentes los cuales resultan perfectamente plausibles dadas sus características.

Tabla 9 Parámetros geomecánicos Unidad Depósitos Coluviales.

Cohesión	10 kPa
Ángulo de rozamiento	35°
Peso específico aparente	20 kN/m ³

Fuente: Proyecto de Ingeniería de detalle, sector crítico variante Km 240.

UNIDAD B. CUARCITAS DE LA FM. SANDIA.

Esta unidad corresponde a rocas de medio a alto grado metamórfico, conformadas por cuarcitas competentes a muy competentes, fracturadas, cuya calidad podría considerarse de tipo II-III. Presentan una estratificación bien marcada y cuatro familias principales de juntas, indicativo de una fracturación general del macizo.

Para determinar las propiedades geotécnicas, se tomó en cuenta la información suministrada en los estudios previos y las observaciones de campo realizadas.

Así, el Proyecto de Ingeniería de Detalle (PID) establece las propiedades que se muestran en las siguientes figuras.

<i>Km</i>	<i>RMR</i>	<i>Clase</i>	<i>Calidad</i>	<i>Em</i> (GPa)	<i>Cohesión</i> (KPa)	<i>Áng. de fricción</i> (°)
241+160	56	III	Moderada	12.00	200 – 300	25 – 35

Tabla 10 Propiedades asignadas por el PID para las cuarcitas de la Fm. Sandia en la zona de estudio.

<i>Peso específico (KN/m³)</i>	26
<i>Resistencia a la compresión (MPa)</i>	80
<i>Geological Strength Index (GSI)</i>	49
<i>mi</i>	20
<i>Df</i>	0.7
<i>mb</i>	1.214
<i>s</i>	0.0006
<i>a</i>	0.506

Tabla 11 Propiedades asignadas por el PID para las cuarcitas de la Fm. Sandia en la zona de estudio

Finalmente, en la siguiente tabla se resumen los parámetros para la Formación Sandia en este estudio a partir de la consideración de las anteriores, así como de las observaciones de campo, habiendo diferenciado un litotipo alterado, así como unos parámetros resistentes más bajos.

Tabla 12 *Parámetros geomecánicos, Unidad de Cuarcitas, Fm. Sandia.*

Grupo geotécnico	Litología	Densidad (kN/m³)	Cohesión efectiva (kPa)	Ángulo de rozamiento efectivo (°)	RCS (MPa)	GSI	mi
Fm Sandia	Cuarcitas	26	-	-	80	45	20
Fm. Sandia Alt.	Cuarcitas	24	-	-	20	35	20

Fuente: Proyecto de ingeniería a detalle.

En cuanto a los parámetros resistentes de las juntas, se han tenido en cuenta los considerados del PID (cohesión nula y ángulo de fricción de 35°), si bien se ha considerado adoptar un valor inferior para el ángulo de fricción, adoptando finalmente una cohesión nula y un ángulo de fricción de 30° de modo conservador.

4.1.3. CARACTERIZACIÓN GEOMECAÁNICA

Para la caracterización del macizo rocoso se cuenta con el levantamiento geotécnico realizado y aportado por el autor de este trabajo de investigación.

El levantamiento de información a través de las estaciones geomecánicas fue realizado en los taludes ubicados en ambos caminos de servicio de excavación, donde se identificaron afloramientos conformados por cuarcitas con distinto grado de fracturación.

En cada medida se han tomado la progresiva para su ubicación exacta. También se ha descrito la litología reconocida y la formación geológica a la que pertenece indicando también su edad geológica. Además, se ha indicado su grado de meteorización, resistencia estimada y tipo de fracturación que presenta (tabular, en bloques, columnar, etc.)

En cada una de ellas, se han medido las orientaciones de las discontinuidades (buzamiento y dirección de buzamiento), las cuales permiten definir geoméricamente su posición en el espacio. A partir de dichos datos de las medidas se han agrupado en familias mediante proyección estereográfica obteniendo la orientación característica de cada una las familias. Dicha proyección estereográfica se ha representado en ficha correspondiente.

Con el fin de caracterizar la calidad del macizo, se han definido una serie de parámetros representativos de cada una de las discontinuidades identificadas:

- Espaciado entre planos de discontinuidad.
- Continuidad de los planos de discontinuidad.
- Rugosidad de los planos de discontinuidad medida según el índice JRC.
- Apertura de cada discontinuidad.
- Espesor de relleno en la discontinuidad y tipo del mismo.
- Grado de alteración de superficies de las discontinuidades.
- Presencia de agua.

En la siguiente tabla se resumen las principales características de las estaciones geomecánicas realizadas previas al presente estudio y que sirvieron como datos de partida:

Tabla 13 *Caracterización de estaciones geomecánicas de los afloramientos.*

Servicio de excavación A																		
MEDICIÓN	Distancia	Orientación de discontinuidad		Resistencia (MPa) (comp.s imp)	Espacia	Condición de las discontinuidades					Agua	Fracturas		Tipo	Jv	R.Q.D.	R.M.R.	JUNTA
		Progresiva	Buzamiento			Dirección de Buzamiento	Abertura (mm)	Persistencia	Rugosidad	Alteración		Relleno	Nº Fracturas					
				15 Extremadamente dura (>250)/ 12 Muy dura (100-250)/ 7 Dura (50-100)/ 4 Moderadamente	20 Muy separadas	0 Abierta (>5mm)/ 1 Moderadamente abierta (1-5mm)/ 4 Cerrada (0.1-1mm)/	6 Muy baja (<1m) /4 Baja (1-3m)/ 2 Media (3-10m)/ 1 Alta (10-20m)/ 0 Muy alta (>20m)	6 Muy rugosa /5 Rugosa / 3 Ligeramente rugosa /1 Lisa / 0 Plana (espejo de	0 Descompuesta /1 Muy alterada/ 3 Moderadamente alterada/ 5 Ligeramente alterada / 6 No alterada	0 Blando (>5mm) /2 Blando (<5mm)/ 2 Duro (>5mm) / 4 Duro (<5mm)/ 6	15 Seco /10	Fracturas	Metro lineal	1 Falla / 2				
1	241+090	76	294	12	8	4	0	3	3	4	7	15	1	3	15	65.5	54	J1
2	241+090	60	300	12	15	1	2	3	3	4	7	10	1	3	10	82	64	J1
3	241+090	51	45	12	10	1	2	3	3	4	7	12	1	3	12	75.4	59	J4
4	241+090	65	170	12	10	0	0	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	56	J3
5	241+090	64	355	12	15	1	0	3	3	4	7	10	1	3	10	82	62	S0
6	241+090	44	326	12	15	1	2	3	3	4	7	12	1	3	12	75.4	64	S0
7	241+093	21	30	12	10	1	2	3	3	4	7	10	1	3	10	82	42	
8	241+093	85	270	12	10	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	58	J1
9	241+093	76	130	12	10	0	1	3	3	4	7	12	1	3	12	75.4	57	J2
10	241+093	31	356	12	10	1	0	3	3	4	7	9	1	2	9	85.3	57	S0
11	241+093	86	315	12	10	1	1	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	58	J1
12	241+093	77	135	12	10	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	41	J2
13	241+093	35	158	12	10	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	58	J2
14	241+096	74	320	7	10	0	0	0	3	0	7	16	1	1	16	62.2	40	FALLA
15	241+096	80	301	12	15	1	1	3	3	4	7	12	1	3	12	75.4	63	J1
16	241+096	58	40	12	10	1	1	3	3	4	7	14	1	3	14	68.8	54	J4
17	241+096	69	120	12	15	1	2	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	64	J2
18	241+096	52	22	12	15	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	46	J4
19	241+102	65	136	12	10	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	58	J2
20	241+102	80	125	12	10	4	2	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	65	J2
21	241+102	71	96	12	10	1	1	3	3	4	7	5	1	3	5	98.5	61	J4
22	241+102	55	82	12	10	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	58	J4
23	241+102	82	154	12	10	1	1	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	58	J2
24	241+102	85	302	12	10	1	0	1	3	6	7	14	1	2	14	68.8	53	J1
25	241+102	61	77	12	10	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	61	J4
26	241+102	65	68	12	15	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	62	J4
27	241+102	65	224	12	10	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	58	J3
28	241+115	35	14	7	8	4	0	3	5	2	7	15	1	1	15	65.5	49	FALLA
29	241+115	69	247	12	10	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	58	J3
30	241+115	59	6	12	10	1	0	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	57	S0
31	241+115	71	247	12	10	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	61	J3
32	241+115	80	137	12	10	0	2	3	3	4	7	5	1	3	5	98.5	61	J2
33	241+115	79	300	12	10	1	1	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	58	J1
34	241+115	31	330	12	15	1	0	3	3	4	7	6	1	2	6	95.2	65	S0

Servicio de excavación A																			
MEDICIÓN	Distancia	Orientación de discontinuidad		Resistencia (MPa) (comp.s imp)	Espacia	Condición de las discontinuidades					Agua	Nº Fracturas	Tipo	Jv	R.Q.D.	R.M.R.	JUNTA		
		Progresiva	Buzamiento			Dirección de Buzamiento	Abertura (mm)	Persistencia	Rugosidad	Alteración								Relleno	
				15 Extremadamente dura (>250)/ 12 Muy dura (100-250)/ 7 Dura (50-100)/ 4 Moderadamente	20 Muy separadas	0 Abierta (>5mm)/ 1 Moderadamente abierta (1-5mm)/ 4 Cerrada (0.1-1mm)/	6 Muy baja (<1m) /4 Baja (1-3m)/ 2 Media (3-10m)/ 1 Alta (10-20m)/ 0 Muy alta (>20m)	6 Muy rugosa /5 Rugosa / 3 Ligeramente rugosa /1 Lisa / 0 Plana (espejo de	0 Descompuesta /1 Muy alterada/ 3 Moderadamente alterada/ 5 Ligeramente alterada / 6 No alterada	0 Blando (>5mm) /2 Blando (<5mm)/ 2 Duro (>5mm) / 4 Duro (<5mm)/ 6	15 Seco /10	Fracturas	Metro lineal	1 Falla / 2					
35	241+115	71	130	12	10	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	58	J2	
36	241+120	87	260	12	15	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	66	J3	
37	241+120	50	2	12	15	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	63	S0	
38	241+120	74	295	12	15	1	0	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	65	J1	
39	241+120	85	300	12	15	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	63	J1	
40	241+125	81	251	12	10	1	0	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	57	J3	
41	241+125	87	7	12	15	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	63	S0	
42	241+125	78	291	12	10	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	58	J1	
43	241+125	26	315	12	15	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	63	J1	
44	241+128	30	350	12	15	1	0	3	3	2	7	11	1	1	11	78.7	60	S0	
45	241+128	70	310	12	15	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	63	J1	
46	241+128	78	268	12	15	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	63	J3	
47	241+128	88	241	12	15	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	66	J3	

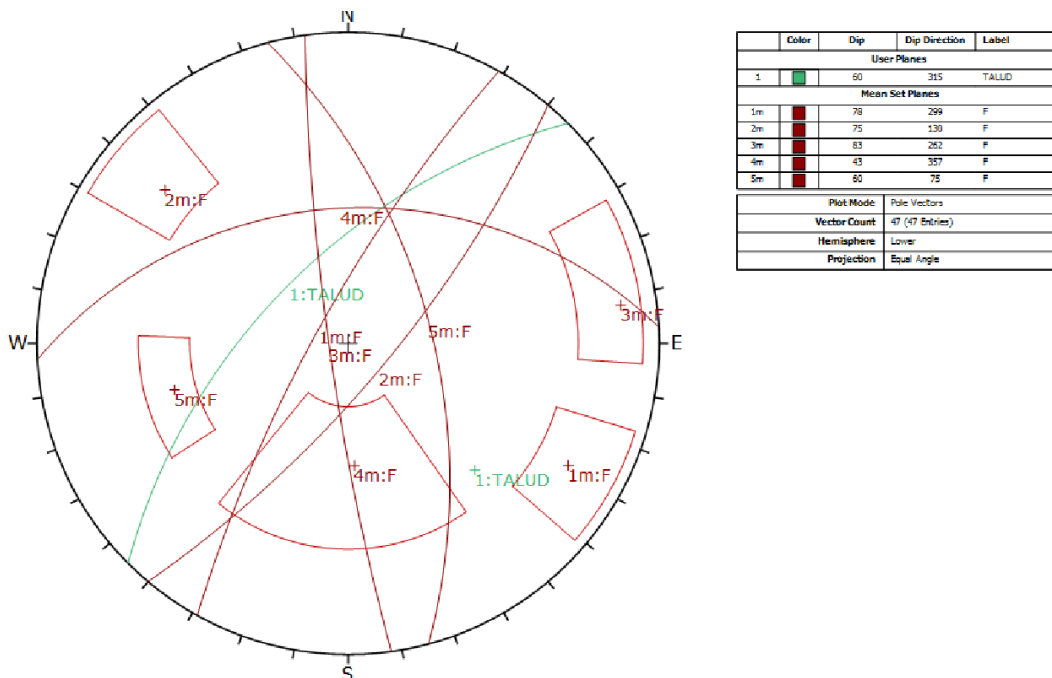
Fuente: Elaboración Propia

Servicio de excavación B																	
MEDICIÓN	Distancia	Orientación de discontinuidad		Resistencia (MPa)	Espaciamiento de Discontinuidad	Condición de las discontinuidades					Agua	N° Fracturas		Tipo	Jv	R.Q.D.	JUNTA
						Abertura (mm)	Persistencia	Rugosidad	Alteración	Relleno		Fracturas	Metro lineal				
N° de discontinuidad	Progresiva	Buzamiento	Dirección de Buzamiento	15 Extremadamente dura (>250)/ 12 Muy dura (100-250)/ 7 Dura (50-100)	20 Muy separadas (>2m) / 15 Separadas (0.6-2m) / 10	0 Abierta (>5mm) / 1 Moderadamente abierta (1-5mm) / 4 Cerrada (0.1-1mm) / 5 Muy cerrada	6 Muy baja (<1m) / 4 Baja (1-3m) / 2 Media (3-10m) / 1 Alta (10-20m) / 0 Muy alta (>20m)	6 Muy rugosa / 5 Rugosa / 3 Ligeramente rugosa / 1 Lisa / 0 Plana (espejo de falla)	0 Descompuesta / 1 Muy alterada / 3 Moderadamente alterada / 5 Ligeramente alterada / 6 No alterada	0 Blando (>5mm) / 2 Duro Blando (<5mm) / 2 Duro (>5mm) / 4 Duro	15 Seco / 10 Ligeramente	Fracturas	Metro lineal	1 Falla / 2 Estratificación / 3 Tensión / 4 Corte / 5 Otros (Indicar)			
1	241+190	60	65	12	10	0	0	3	3	6	7	5	1	3	5	98.5	J4
2	241+190	30	140	12	10	1	1	3	3	4	7	3	1	3	3	100	J2
3	241+190	85	325	12	10	1	0	3	3	4	7	6	1	2	6	100	S0
4	241+195	67	55	12	10	1	0	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	J4
5	241+195	85	320	12	10	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	S0
6	241+200	65	140	12	10	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	J2
7	241+200	70	240	12	10	1	0	3	3	4	7	4	1	3	4	100	J1
8	241+200	34	120	12	10	1	0	3	3	4	7	10	1	3	10	82	J2
9	241+205	62	235	12	10	1	1	3	3	4	7	3	1	3	3	100	J1
10	241+205	68	120	12	10	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	J3
11	241+205	78	250	12	10	1	0	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	J1
12	241+205	61	352	12	10	1	0	3	3	4	7	6	1	3	6	95.2	S0
13	241+210	75	240	12	10	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	J1
14	241+210	70	235	12	15	1	0	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	J1
15	241+210	73	270	12	10	1	0	3	3	4	7	10	1	3	10	82	J1
16	241+210	50	330	12	10	1	0	3	3	4	7	7	1	2	7	91.9	S0
17	241+210	85	200	12	15	1	1	3	3	4	7	15	1	3	15	65.5	J1
18	241+215	70	250	12	10	1	0	3	3	4	7	11	1	3	11	78.7	J1
19	241+215	85	5	12	10	1	0	3	3	4	7	6	1	3	6	95.2	J4
20	241+215	75	260	12	10	1	1	3	3	4	7	9	1	3	9	85.3	J2
21	241+215	88	160	12	10	1	1	3	3	4	7	10	1	3	10	82	J2
22	241+215	50	160	7	15	5	0	3	3	4	7	7	1	1	7	91.9	FALLA
23	241+220	85	275	12	15	1	1	3	3	4	7	11	1	2	11	78.7	J1
24	241+220	50	10	12	15	1	1	3	3	4	7	7	1	3	7	91.9	J4
25	241+220	75	280	12	10	1	1	3	3	4	7	8	1	3	8	88.6	J1

Fuente: Elaboración Propia

Los trabajos de campo refieren la presencia de 03 familias principales de discontinuidades y 02 aleatorias, para el tratamiento de datos se utilizó el software DIPS, consignándose como sigue a continuación:

Figura 26 Estereograma General taludes - Km 241+090 a Km 241+220



Fuente: Elaboración propia

Tabla 14 Familia de discontinuidades características identificadas en el tramo 241+090 al 241+220

Familia	Dip	Dip / Direction	Continuidad
TALUD	60	315	
F1 (principal)	79	299	>20
F2 (principal)	75	130	10-20
F3 (principal)	83	262	10-20
F4 (aleatoria)	43	357	10-20
F5 (aleatoria)	60	75	>20

Fuente: Elaboración propia

Dentro las progresivas estudiadas se encontró dos familias de discontinuidades de tipo falla con relleno de material triturado (panizo) y tramos de material granular.

Se registran los siguientes parámetros y condiciones del macizo rocoso evaluado:

Macizo rocoso: Cuarcita, Resistente, Poco a medianamente alterada, Medianamente Fracturada.

Condición de las discontinuidades principales (fallas y zonas de cizalla):

- Ondulación: Plana
- Persistencia: Extremadamente persistente (>a 20 m)
- Apertura: Abierta 30mm – 100mm
- Rugosidad: Lisa
- Relleno: Blando (presencia de materiales arcillosos y algunos granulares).

Condición de las discontinuidades secundarias (fracturas y diaclasas):

- Ondulación: Rugosa
- Persistencia: Persistente (10m a 20m)
- Apertura: Cerrada
- Rugosidad: Ligeramente rugosa
- Relleno: Duro

A continuación, en las siguientes tablas se muestran la caracterización y clasificación Geomecánica.

Tabla 15 Clasificación geomecánica talud - Km 241+100

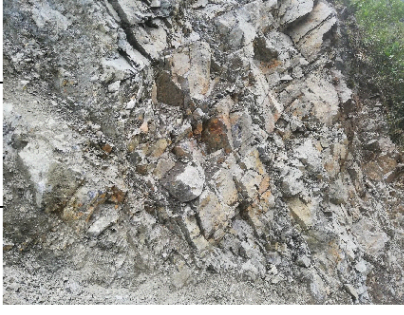
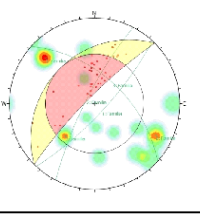
Tramo		Documento de Referencia:	CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA Km.241+090 al 241+220	Fecha:	10/12/2019
Estructura:	Talud	Sistema de Clasificación : SMR (Romana, 1985)		Tipo de roca: Cuarcita	
Progresivas	241+090 a 241+100				
Elevación	2395				
Clasificación SMR		Tratamiento			
$SMR = RMR_{BÁSICO} + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$ <p>donde: $RMR_{BÁSICO} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$</p>		R3 - Roca de clase regular. Comprendido entre el rango 41 - 60 Roca parcialmente estable. Parcialmente estable Algunas juntas, muchas cuñas.			
A1 =	12	TRATAMIENTO SISTEMÁTICO			
A2 =	13				
A3 =	10				
A4 =	7				
A5 =	7				
RMR _{BÁSICO} =	49				
F1 =	0.17				
F2 =	1				
F3 =	-25				
F4 =	0				
SMR =	45				
Clase SMR:	III				
De acuerdo:		Juvenal Barraza Caballero		Juvenal Barraza Caballero	
		Geólogo		Revisado	

Tabla 16 Clasificación geomecánica talud - Km 241+130


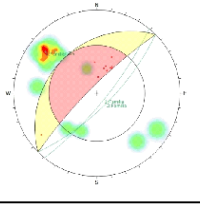
Tramo		Documento de Referencia:	CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA Km.241+090 al 241+220	Fecha:	10/12/2019
Estructura:	Talud	Sistema de Clasificación : SMR (Romana, 1985)		Tipo de roca: Cuarcita	
Progresivas	241+100 a 241+130				
Elevación	2400				
Clasificación SMR		Tratamiento			
$SMR = RMR_{BÁSICO} + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$ <p>donde: $RMR_{BÁSICO} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$</p>		R3 - Roca de clase regular. Comprendido entre el rango 41 - 60 Roca parcialmente estable. Parcialmente estable Algunas juntas, muchas cuñas.			
A1 =	12	TRATAMIENTO SISTEMÁTICO			
A2 =	13				
A3 =	10				
A4 =	7				
A5 =	7				
RMR _{BÁSICO} =	49				
F1 =	0.17				
F2 =	1				
F3 =	-25				
F4 =	0				
SMR =	45				
Clase SMR:	III				
De acuerdo:		Juvenal Barraza Caballero		Juvenal Barraza Caballero	
		Geólogo		Revisado	

Tabla 17 Clasificación geomecánica talud - Km 241+180

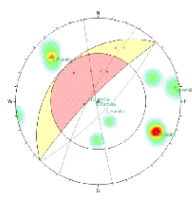

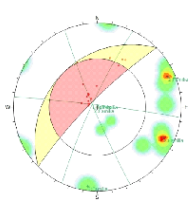

Tramo		Documento de Referencia:	CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA Km.241+090 al 241+220	Fecha:	10/12/2019																																		
Estructura:	Talud	Sistema de Clasificación : SMR (Romana, 1985)		Tipo de roca: Cuarzita																																			
Progresivas	241+130 a 241+180																																						
Elevación	2395																																						
<p align="center">Clasificación SMR</p> $SMR = RMR_{BÁSICO} + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$ <p align="center">donde: $RMR_{BÁSICO} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$</p> <table border="1"> <tr><td>A1 =</td><td>12</td><td>Resistencia de la roca intacta</td></tr> <tr><td>A2 =</td><td>13</td><td>RQD</td></tr> <tr><td>A3 =</td><td>15</td><td>Espaciamiento entre discontinuidades</td></tr> <tr><td>A4 =</td><td>11</td><td>Condiciones de las discontinuidades</td></tr> <tr><td>A5 =</td><td>7</td><td>Presencia de agua</td></tr> <tr><td>RMR_{BÁSICO} =</td><td>58</td><td></td></tr> <tr><td>F1 =</td><td>0.25</td><td>Paralelismo entre discontinuidad y talud</td></tr> <tr><td>F2 =</td><td>1</td><td>Buzamiento de la discontinuidad</td></tr> <tr><td>F3 =</td><td>-25</td><td>Condición de la discontinuidad</td></tr> <tr><td>F4 =</td><td>0</td><td>Método de excavación</td></tr> <tr><td>SMR =</td><td>52</td><td></td></tr> <tr><td>Clase SMR:</td><td>III</td><td></td></tr> </table>		A1 =	12	Resistencia de la roca intacta	A2 =	13	RQD	A3 =	15	Espaciamiento entre discontinuidades	A4 =	11	Condiciones de las discontinuidades	A5 =	7	Presencia de agua	RMR _{BÁSICO} =	58		F1 =	0.25	Paralelismo entre discontinuidad y talud	F2 =	1	Buzamiento de la discontinuidad	F3 =	-25	Condición de la discontinuidad	F4 =	0	Método de excavación	SMR =	52		Clase SMR:	III		<p align="center">Tratamiento</p> <p>R3 - Roca de clase regular. Comprendido entre 41-60/61-80</p> <p>Roca parcialmente estable.</p> <p>Parcialmente estable Algunas juntas, muchas cuñas.</p> <p align="center">TRATAMIENTO SISTEMÁTICO</p> 	
A1 =	12	Resistencia de la roca intacta																																					
A2 =	13	RQD																																					
A3 =	15	Espaciamiento entre discontinuidades																																					
A4 =	11	Condiciones de las discontinuidades																																					
A5 =	7	Presencia de agua																																					
RMR _{BÁSICO} =	58																																						
F1 =	0.25	Paralelismo entre discontinuidad y talud																																					
F2 =	1	Buzamiento de la discontinuidad																																					
F3 =	-25	Condición de la discontinuidad																																					
F4 =	0	Método de excavación																																					
SMR =	52																																						
Clase SMR:	III																																						
De acuerdo:		Juvenal Barraza Caballero	Juvenal Barraza Caballero																																				
		Geólogo	Revisado																																				

Tabla 18 Clasificación geomecánica talud - Km 241+220

Tramo		Documento de Referencia:	CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA Km.241+090 al 241+220	Fecha:	10/12/2019																																		
Estructura:	Talud	Sistema de Clasificación : SMR (Romana, 1985)		Tipo de roca: Cuarzita																																			
Progresivas	241+180 a 241+220																																						
Elevación	2380																																						
<p align="center">Clasificación SMR</p> $SMR = RMR_{BÁSICO} + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$ <p align="center">donde: $RMR_{BÁSICO} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$</p> <table border="1"> <tr><td>A1 =</td><td>12</td><td>Resistencia de la roca intacta</td></tr> <tr><td>A2 =</td><td>13</td><td>RQD</td></tr> <tr><td>A3 =</td><td>10</td><td>Espaciamiento entre discontinuidades</td></tr> <tr><td>A4 =</td><td>7</td><td>Condiciones de las discontinuidades</td></tr> <tr><td>A5 =</td><td>7</td><td>Presencia de agua</td></tr> <tr><td>RMR_{BÁSICO} =</td><td>49</td><td></td></tr> <tr><td>F1 =</td><td>0.25</td><td>Paralelismo entre discontinuidad y talud</td></tr> <tr><td>F2 =</td><td>1</td><td>Buzamiento de la discontinuidad</td></tr> <tr><td>F3 =</td><td>-25</td><td>Condición de la discontinuidad</td></tr> <tr><td>F4 =</td><td>0</td><td>Método de excavación</td></tr> <tr><td>SMR =</td><td>43</td><td></td></tr> <tr><td>Clase SMR:</td><td>III</td><td></td></tr> </table>		A1 =	12	Resistencia de la roca intacta	A2 =	13	RQD	A3 =	10	Espaciamiento entre discontinuidades	A4 =	7	Condiciones de las discontinuidades	A5 =	7	Presencia de agua	RMR _{BÁSICO} =	49		F1 =	0.25	Paralelismo entre discontinuidad y talud	F2 =	1	Buzamiento de la discontinuidad	F3 =	-25	Condición de la discontinuidad	F4 =	0	Método de excavación	SMR =	43		Clase SMR:	III		<p align="center">Tratamiento</p> <p>R3 - Roca de clase regular. Comprendido entre el rango 41 - 60</p> <p>Roca parcialmente estable.</p> <p>Parcialmente estable Algunas juntas, muchas cuñas.</p> <p align="center">TRATAMIENTO SISTEMÁTICO</p> 	
A1 =	12	Resistencia de la roca intacta																																					
A2 =	13	RQD																																					
A3 =	10	Espaciamiento entre discontinuidades																																					
A4 =	7	Condiciones de las discontinuidades																																					
A5 =	7	Presencia de agua																																					
RMR _{BÁSICO} =	49																																						
F1 =	0.25	Paralelismo entre discontinuidad y talud																																					
F2 =	1	Buzamiento de la discontinuidad																																					
F3 =	-25	Condición de la discontinuidad																																					
F4 =	0	Método de excavación																																					
SMR =	43																																						
Clase SMR:	III																																						
De acuerdo:		Juvenal Barraza Caballero	Juvenal Barraza Caballero																																				
		Geólogo	Revisado																																				

Resultados de Evaluación Geomecánica

Producto de la caracterización y clasificación a través de estaciones geomecánicas de diferentes afloramientos rocosos se concluye en la regular calidad del macizo rocoso, estando sus rangos de clasificación en el orden de III, correspondiente a valores de SMR (Slope Mass Rating) entre 40 y 60.

Tabla 19 Clasificación del macizo rocoso y elección referencial del tipo tratamiento en el tramo Km 241+090 al Km 241+220.

CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR (ROMANA, 1985)					
6.1.1 Clase n°	V	IV	III	II	I
7. SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Norma	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Fuente: Romana, 1985.

4.1.4. SISMICIDAD

Según la norma E.030, y el Estudio de Geofísica realizado, las características del terreno se ajustan mejor a la clasificación del suelo tipo S2. Por lo tanto, los parámetros sísmicos del suelo serían los siguientes:

Factor de Zona: $Z=0.25$ g.

Perfil del suelo: S2

Periodo predominante: $T_p: 0.6s$.

Factor de amplificación del suelo: $S=1.2$

En cuanto a la Norma AASHTO *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, clasifica el suelo en seis clases atendiendo a la velocidad de las ondas de corte promedio de un estrato de 30 m de profundidad tal y como se muestra en la tabla N° 17.

Tabla 20 Clasificación del Sitio.

TIPO DE SUELO	NOMBRE DEL SUELO	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS 30 PRIMEROS METROS (SECCIÓN 3.10.3.1 – AASHTO 2014)		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar N	Resistencia al corte no drenado S_u (psf)
A	Roca muy dura	$V_s > 1.500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1.500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$N > 50$	$S_u \geq 2.000$
D	Suelo rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq N \leq 50$	$1000 \leq S_u \leq 2000$
E	Suelo Bando	$V_s < 180$	$N < 15$	$S_u < 1000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3 metros de espesor de arcilla suave que tenga las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> ● Índice de plasticidad (IP) > 20 ● Contenido de humedad (w) $\geq 40\%$ ● Resistencia al corte no drenado $S_u < 500$ psf 		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> ● Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H > 3 m de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H = espesor del suelo). ● Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de plasticidad IP > 75). ● Arcillas gruesas suaves a medias (H > 36 m). 		

Fuente: AASHTO 2014 – ASCE/SEI 7-10

Los resultados obtenidos en los ensayos MASW realizados en la zona se muestran a continuación en la tabla N° 21.

Tabla 21 Resultados de los ensayos MASW realizados

Ensayo	Profundidad	Coordenadas (WGS-84-Zona 17 S)		Vs30 (m/s)	AASH TO 2012	Norma E-030	Descripción
	(m)	ESTE	NORTE				
MASW -1	30	341891.04	8478743.93	386	C	S2	Suelo intermedio
MASW -2	30	341893.02	8478683.97	496	C	S2	Suelo intermedio
MASW -3	30	341895.00	8478624.00	423	C	S2	Suelo intermedio
MASW -4	30	341820.00	8478773.00	417	C	S2	Suelo intermedio
MASW -5	30	341823.15	8478713.08	391	C	S2	Suelo intermedio
MASW -6	30	341826.31	8478653.17	439	C	S2	Suelo intermedio
MASW -7	30	341782.17	8478715.96	372	C	S2	Suelo intermedio
MASW -8	30	341795.17	8478677.37	391	C	S2	Suelo intermedio

Fuente: Elaboración propia.

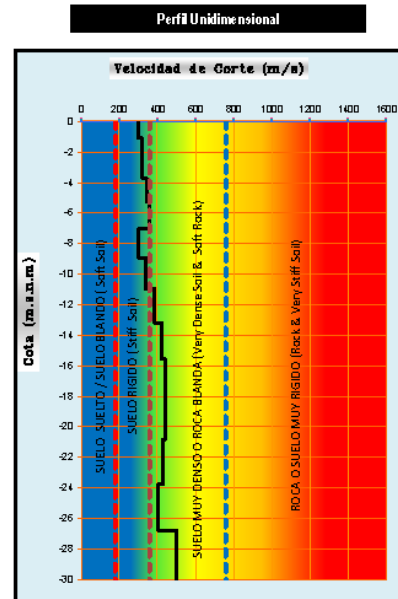
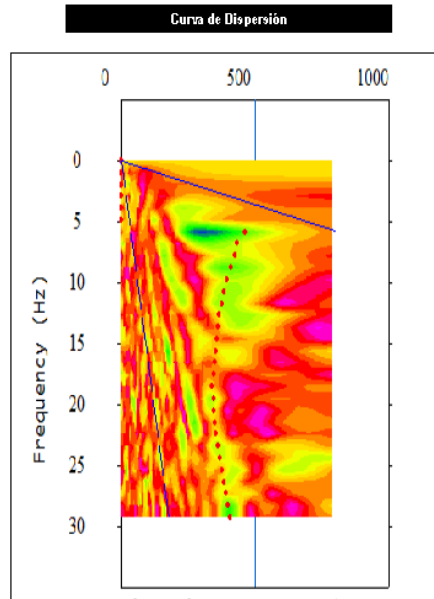
A continuación se muestra el análisis de ondas superficiales en arreglos multicanal en los puntos MASW-1 y MASW -7.



ANÁLISIS DE ONDAS SUPERFICIALES EN ARREGLOS MULTICANAL

MASW-1

Proyecto : "ESTUDIO GEOFISICO DE REFRACCION SISMICA Y MASW - TALUD INTERSUR" Fecha : Ene-19	Datum : WGS 84 Zona - Banda Este (m) : -- Norte (m) : --	Modelo de equipo : Geode - 24 Realizado : N.Mori Revisado : T.S.P
---	---	--



Profundidad (m)	Vs(m/s)	Rigidez	
-1.07	300.00	[Green]	
-2.31	318.00		
-3.71	321.00		
-5.28	342.00		
-7.01	380.00		
-8.90	302.00		
-10.96	337.00		
-13.19	384.00		
-15.58	419.00		[Yellow]
-18.13	440.00		
-20.85	440.00		
-23.74	430.00		
-26.79	405.00		
-30.00	498.00		

Símbolo	Tipo de suelo - Ref. R.Dobry
[Blue]	Suelo Suelto /Suelo blando
[Green]	Suelo rígido
[Yellow]	Suelo muy denso o roca blanda
[Red]	Suelo muy rígido / Roca

Clasificación Sísmica ASCE - 2010

Tipo de Suelo	denominación del suelo	Vs	Resistencia a la penetración Estándar SPT (N)
A	Roca muy dura	Vs > 1500	N / A
B	Roca o suelo muy rígido	760 < Vs < 1500	N / A
C	Suelo muy denso o roca blanda	360 < Vs < 760	N > 50
D	Suelo rígido	180 < Vs < 360	15 ≤ N ≤ 50
E	Suelo blando	Vs < 180	N < 15

ASCE - 2010

vs30(m/s)	306
Tipo de Suelo	C

NTP E-030 - 2016

vs30(m/s)	306
Tipo de Suelo	Suelo intermedio

Clasificación Sísmica NTP E- 030 - 2016

Tipo de suelo	Vs30(m/s)*	Denominación
S0	Vs > 1500	Roca dura
S1	500 < Vs < 1500	Suelo muy rígido
S2	180 < Vs < 500	Suelo intermedio
S3	Vs < 180	Suelo blando

Periodo de vibración Fundamental del terreno

T0 (s)	T0=4H/vs30	0.31
--------	------------	------

Vs30(m/s)*: Velocidad promedio de ondas de corte en los 30 mmás superficiales
 N*: Numero de golpes

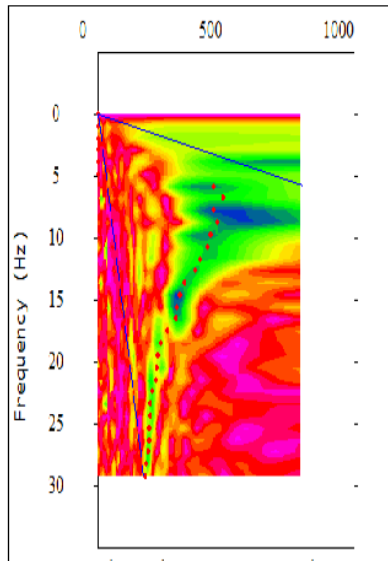


ANÁLISIS DE ONDAS SUPERFICIALES EN ARREGLOS MULTICANAL

MASW-7

Proyecto : "ESTUDIO GEOFISICO DE REFRACCION SISMICA Y MASW - TALUD INTERSUR" Fecha : Ene-19	Datum : WGS 84 Zona - Banda : Este (m) : -- Norte (m) : --	Modelo de equipo : Geode - 24 Realizado : N.Mori Revisado : T.S.P
---	---	--

Curva de Dispersión



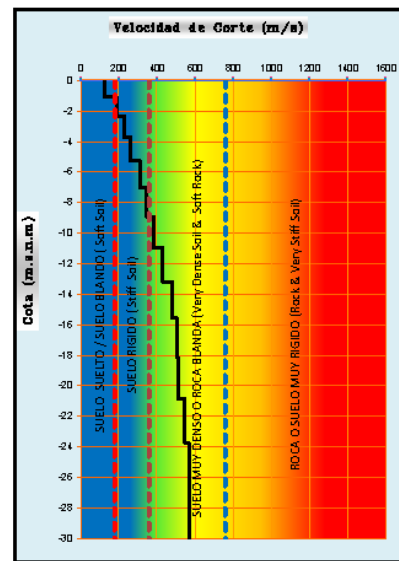
Clasificación Sísmica ASCE - 2010

Tipo de Suelo	denominación del suelo		Resistencia a la penetración Estándar SPT (N ₆₀) [*]
A	Roca muy dura	V _s > 1500	N / A
B	Roca o suelo muy rígido	760 < V _s < 1500	N / A
C	Suelo muy denso o roca blanda	360 < V _s < 760	N > 50
D	Suelo rígido	180 < V _s < 360	15 ≤ N ≤ 50
E	Suelo blando	V _s < 180	N < 15

V_{s30}(m/s)*: Velocidad promedio de ondas de corte en los 30 m más superficiales

N^{*}: Número de golpes

Perfil Unidimensional



ASCE - 2010

v _{s30} (m/s)	372
Tipo de Suelo	C

NTP E-030 - 2016

v _{s30} (m/s)	372
Tipo de Suelo	Suelo intermedio

Cuadro Resumen

Profundidad (m)	V _s (m/s)	Rigidez
-1.07	126.00	
-2.31	188.00	
-3.71	228.00	
-5.28	260.00	
-7.01	311.00	
-8.90	343.00	
-10.96	384.00	
-13.19	428.00	
-15.58	479.00	
-18.13	505.00	
-20.85	511.00	
-23.74	546.00	
-26.79	567.00	
-30.00	569.00	

Símbolo Tipo de suelo - Ref. R.Dobry

Símbolo	Tipo de suelo - Ref. R.Dobry
[Blue]	Suelo Suelto /Suelo blando
[Green]	Suelo rígido
[Yellow]	Suelo muy denso o roca blanda
[Red]	Suelo muy rígido /Roca

Clasificación Sísmica NTP E- 030 - 2016

Tipo de suelo	V _{s30} (m/s)*	Denominación
S0	V _s > 1500	Roca dura
S1	500 < V _s < 1500	Suelo muy rígido
S2	180 < V _s < 500	Suelo intermedio
S3	V _s < 180	Suelo blando

Periodo de Vibración Fundamental del terreno

T ₀ (s)	T ₀ =4H/V _{s30}	0.32

Tabla 22 Resumen de los Ensayos Geofísicos de sismica de refracción.

Línea	Estrato Sísmico	V _P (m/s)	Descripción
LS-01	1	600	Material de compacidad suelta a medianamente densa
	2	1625	Material de compacidad densa
LS-02	1	644	Material de compacidad suelta a medianamente densa
	2	1717	Material de compacidad densa
LS-03	1	671	Material de compacidad suelta a medianamente densa
	2	1679	Material de compacidad densa

Fuente: Elaboración propia.

La siguiente ilustración muestra la ubicación de los trabajos de geofísica realizados:



Figura 27 Ubicación de ensayos MASW y líneas de refracción.

Según la Norma AASHTO, el material presente en área de estudio es considerado como suelo tipo C, suelo muy denso o roca blanda, y según la norma E.030, las características del terreno se ajustan a la clasificación del suelo tipo S2, considerados como suelos intermedios.

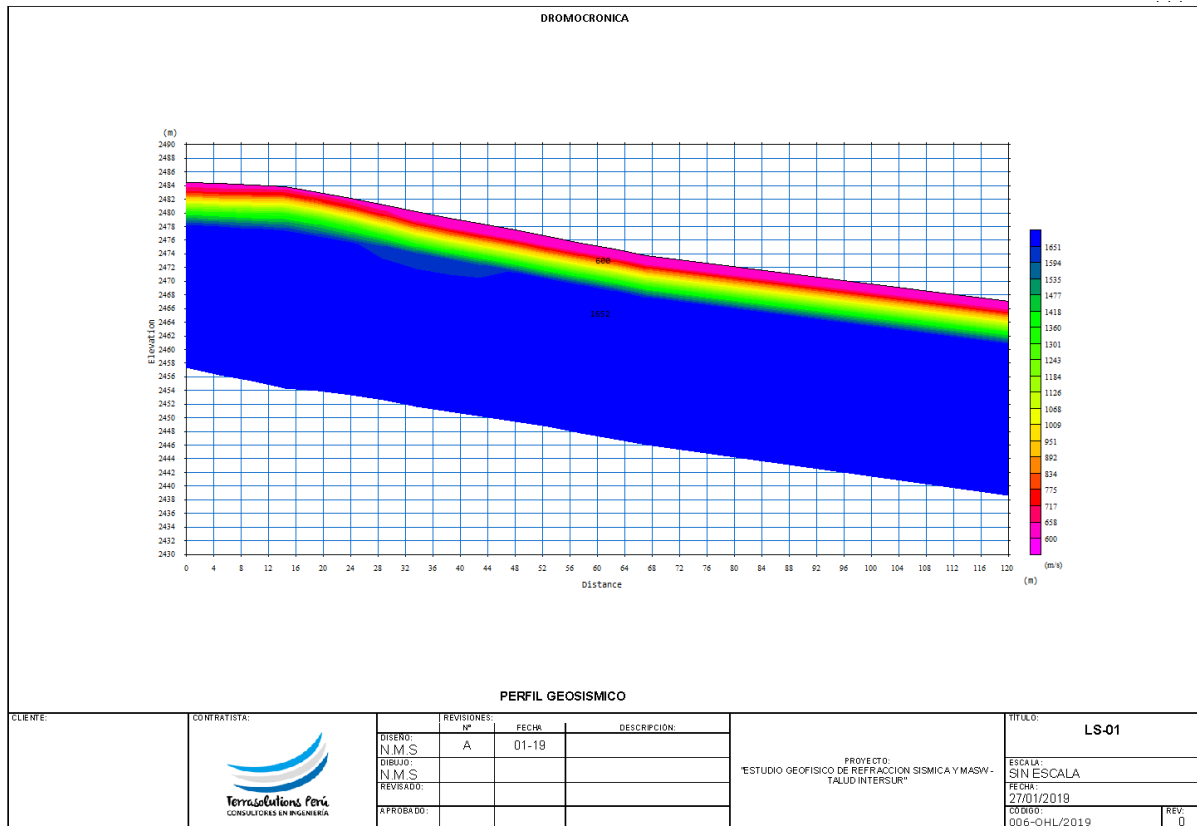


Figura 28 resultados de refracción sísmica de la línea LS-01.

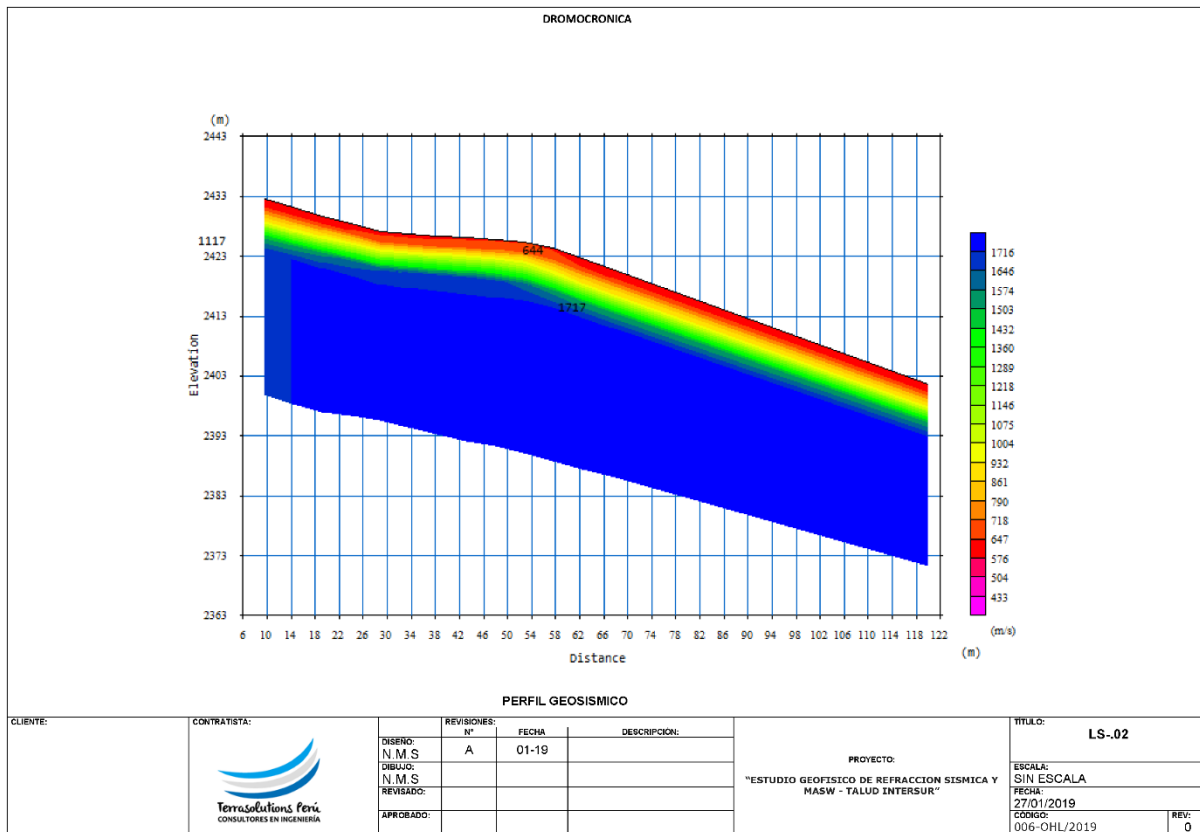


Figura 29 resultados de refracción sísmica de la línea LS-02

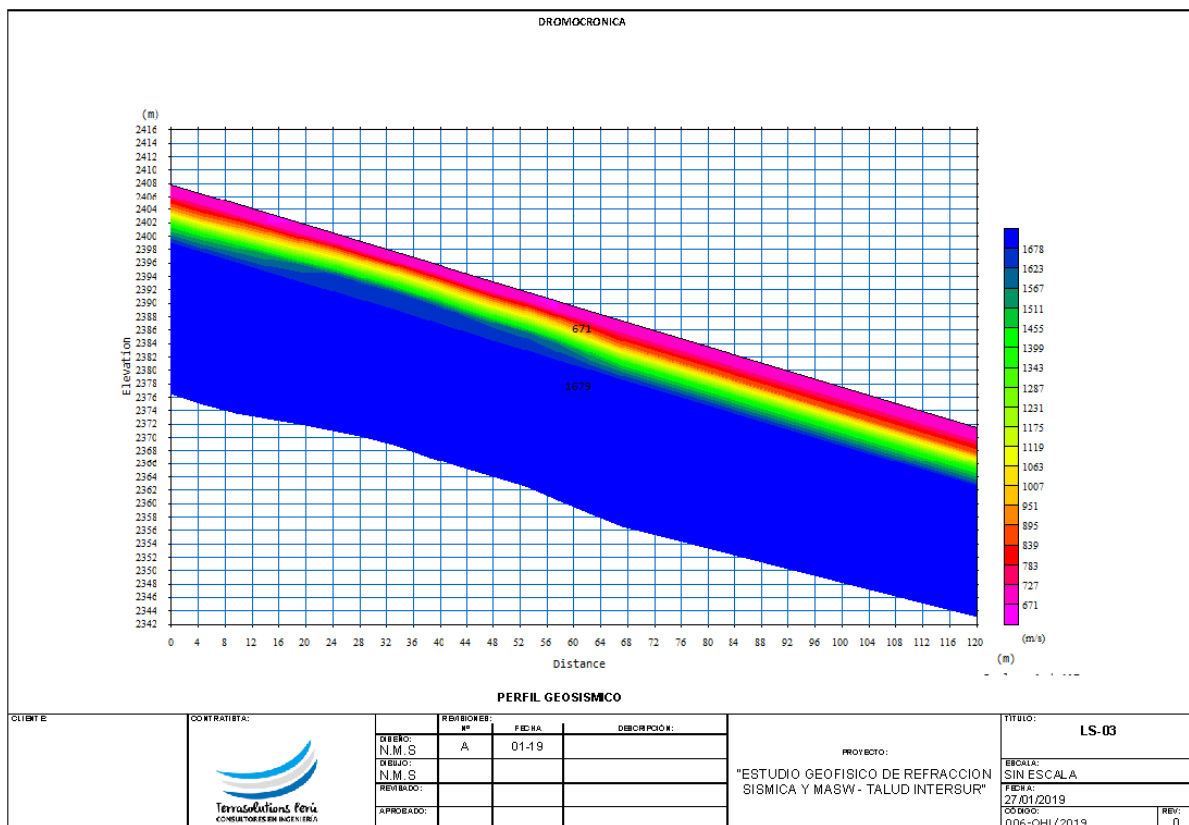


Figura 30 resultados de refracción sísmica de la línea LS-03

4.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 2

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DIAGNÓSTICO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

4.2.1 SITUACIÓN ACTUAL

4.2.1.1. PROPIEDADES DE CÁLCULO

A continuación, se exponen las propiedades de cálculo empleadas para los análisis para los materiales, así como las condiciones de sismo para los análisis pseudo estáticos y los factores de seguridad a satisfacer.

En la siguiente tabla se resumen los parámetros de cálculo empleados para los diferentes grupos geotécnicos involucrados.

Tabla 23 Propiedades de cálculo de los materiales.

Grupo geotécnico	Litología	Densidad (kN/m ³)	Cohesión efectiva (kPa)	Ángulo de rozamiento efectivo (°)	RCS (MPa)	mi
Qco	Gravas y bloques en matriz limo-arcillosa	20	10	35	-	-
Fm Sandía	Cuarcitas	26	-	-	80	20
Fm. Sandía Alt.	Cuarcitas	24	-	-	20	20

Fuente: Proyecto de ingeniería de detalle.

A partir del estudio de los informes existentes, así como de las observaciones realizadas en campo y los resultados de los ensayos geofísicos realizados, se ha detectado la presencia de depósitos coluviales que, en su estado natural, previo a la ejecución del cualquier tipo de operación, presentan una estabilidad precaria.

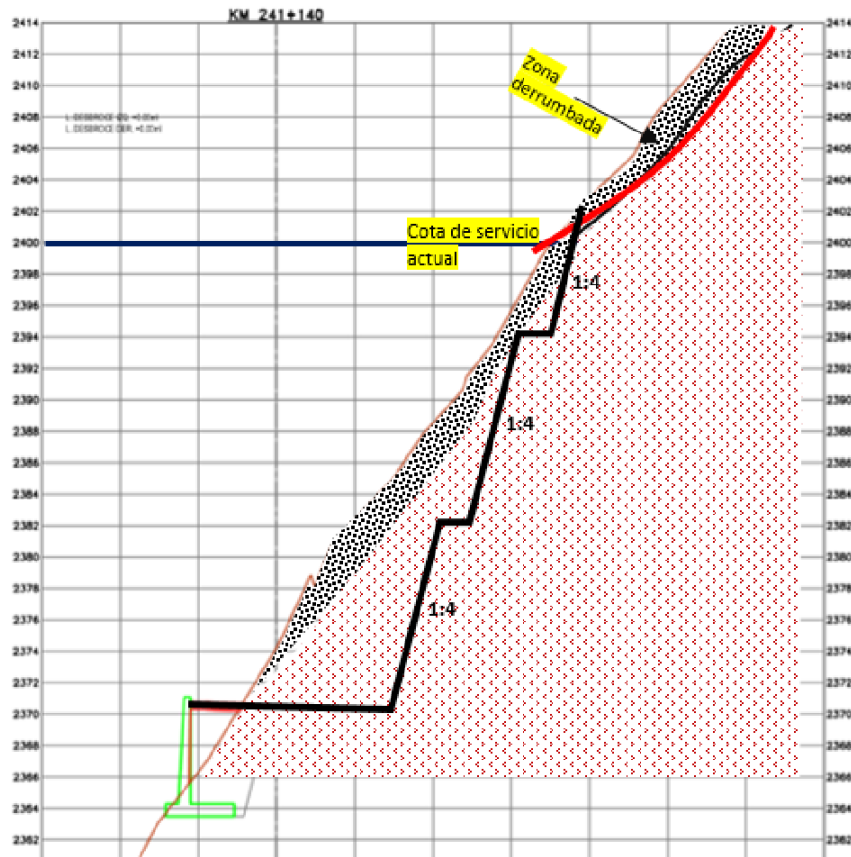


Figura 31 Estado de ejecución física 10/12/2019.

Dada la situación de dichos depósitos, la morfología de la ladera, así como el corte proyectado, existe un evidente riesgo de que se produzcan derrumbes es dichos depósitos que alcancen la vía proyectada.

Así, se han realizado una serie de análisis de estabilidad según diferentes secciones los cuales reflejan la situación descrita de una inestabilidad de la ladera en su situación actual previa a cualquier tipo de operación realizada en ella, las secciones evaluadas a continuación se encuentran anexos.

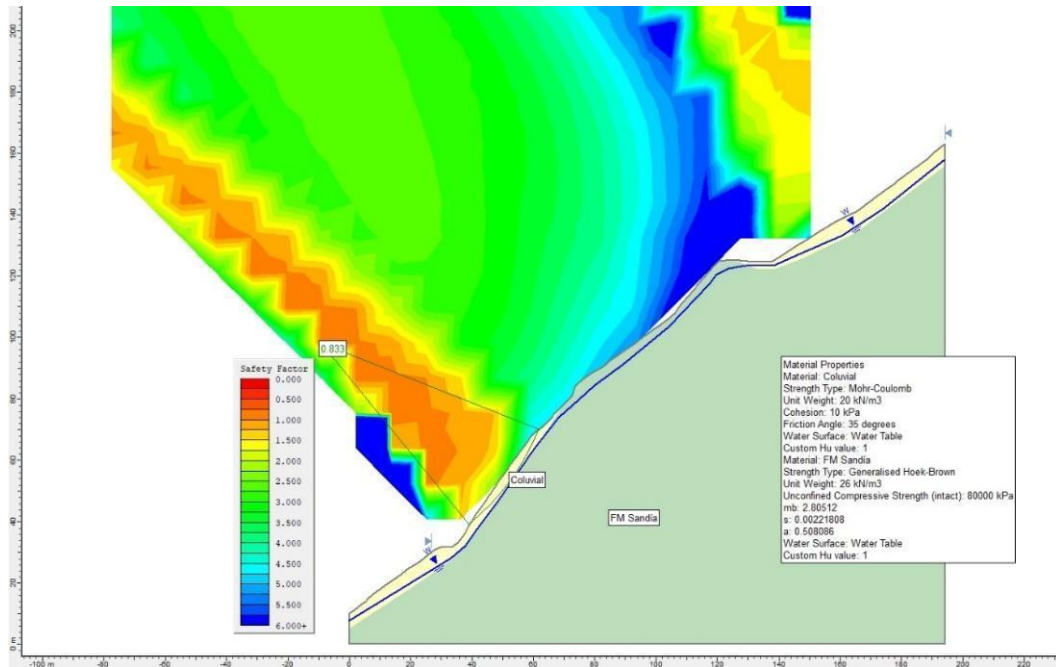


Figura 32 Análisis de estabilidad de la ladera según la sección A.

Descripción: En donde el FS es 0.83 está por debajo de 1.5, notablemente esta sección es crítica.

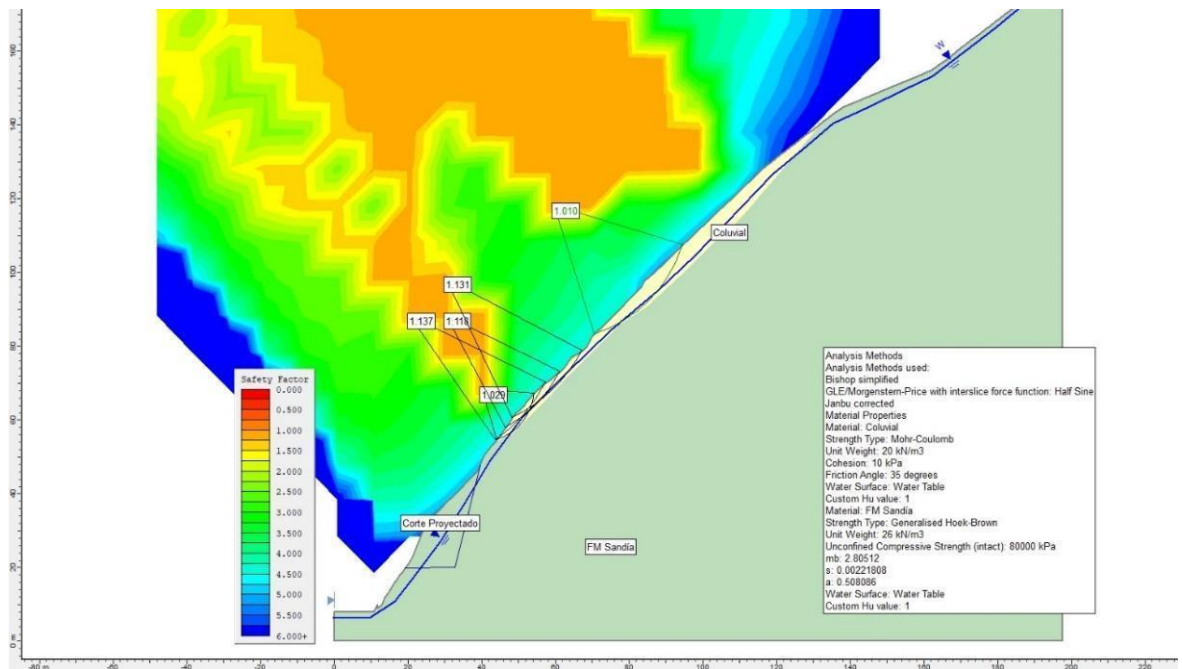


Figura 33 Análisis de estabilidad de la ladera según la sección C.

Descripción: El FS está por debajo de 1.5, notablemente esta sección es crítica.

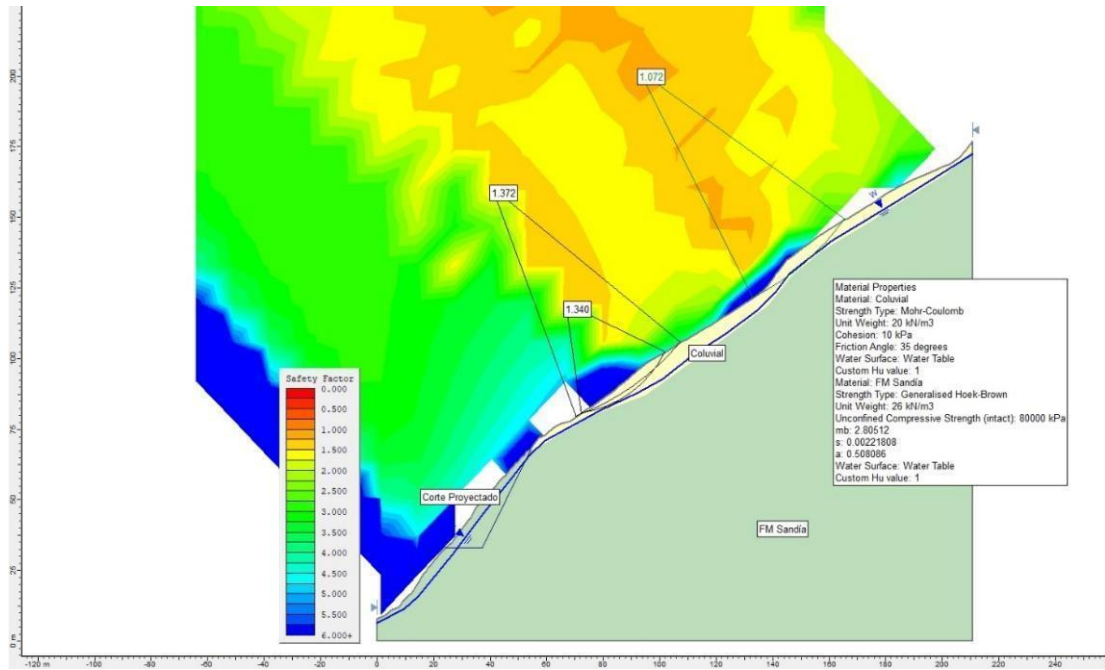


Figura 34 Análisis de estabilidad de la ladera según la sección D.

Descripción: El FS está por debajo de 1.5, notablemente esta sección es crítica.

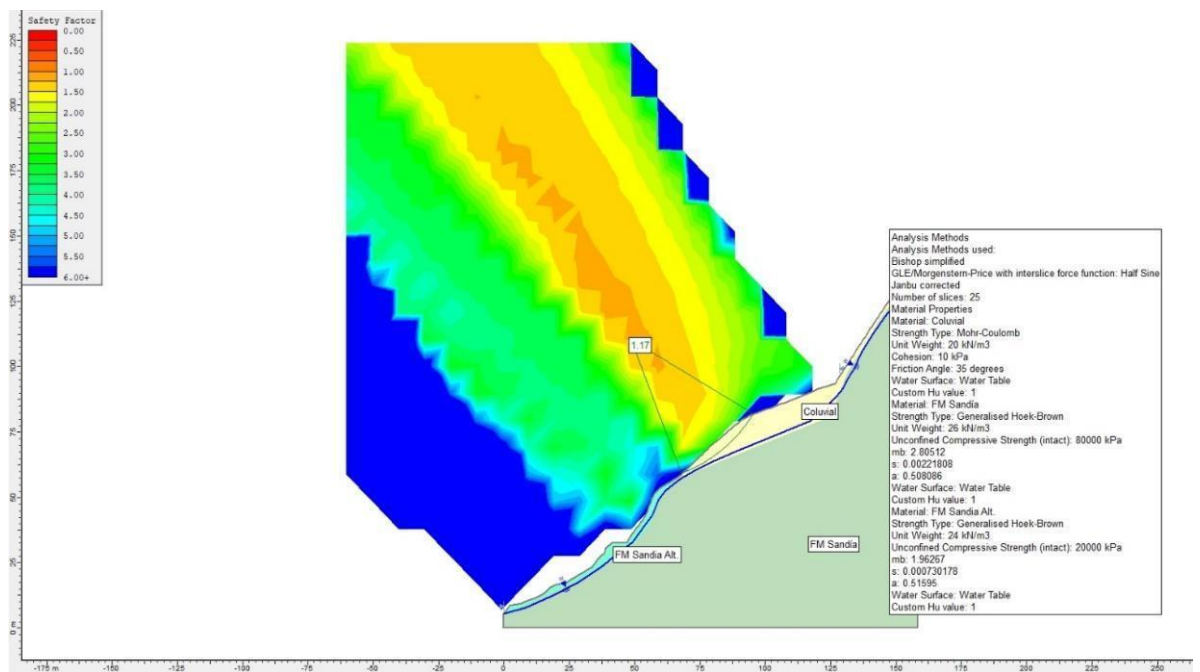


Figura 35 Análisis de estabilidad de la ladera según la sección E.

Descripción: El FS está por debajo de 1.5, notablemente esta sección es crítica.

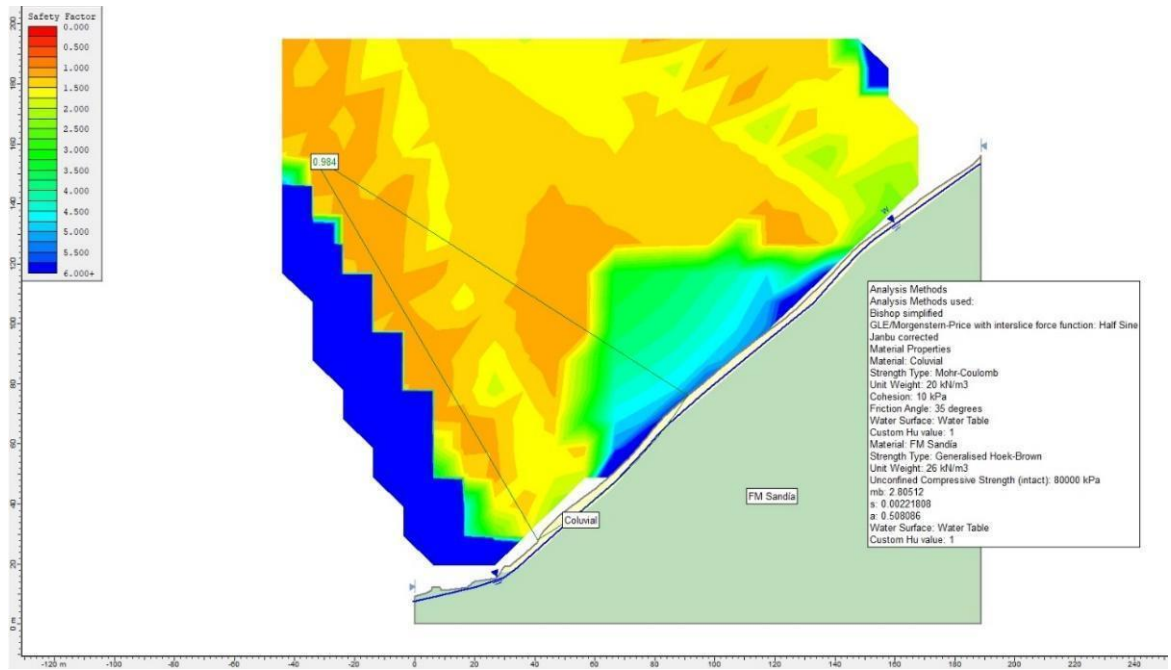


Figura 36 Análisis de estabilidad de la ladera según la sección F.

Descripción: El FS está por debajo de 1.5, notablemente esta sección es crítica.

Como se puede comprobar, los análisis de estabilidad realizados muestran que los depósitos coluviales existentes en la ladera, antes de la ejecución de cualquier tipo de excavación, presentan factores de seguridad en condiciones estáticas deficientes, de modo que la ladera natural presenta un equilibrio estricto que puede dar lugar a derrumbes huaycos, especialmente tras eventos de lluvia intensa o prolongados o por eventos sísmicos.

sin embargo, tal como se describió en los capítulos precedentes el macizo presenta 5 familias de las cuales 2 forman cuñas con orientación desfavorable para la estabilidad.

Por ello, también se hizo un análisis de cuñas asumiendo que la cohesión y ángulo de fricción en los planos de las discontinuidades son 0 y 35°, respectivamente. Se ha considerado una carga de agua en las juntas del 60% de su altura. El análisis realizado en el programa SWEDGE da unos factores de seguridad inadecuados para una cuña de 13 m³ formada por la intersección de las discontinuidades J3 y J5.

Con la finalidad de mejorar la estabilidad se colocó una red de pernos de 25 mm de 5m longitud espaciados cada 3 m y con una capacidad de 14 Ton. Con los pernos el factor de seguridad incrementa a 1.65 en condiciones estáticas y a 1.21 en pseudo estáticas, lo que garantiza la estabilidad del corte.

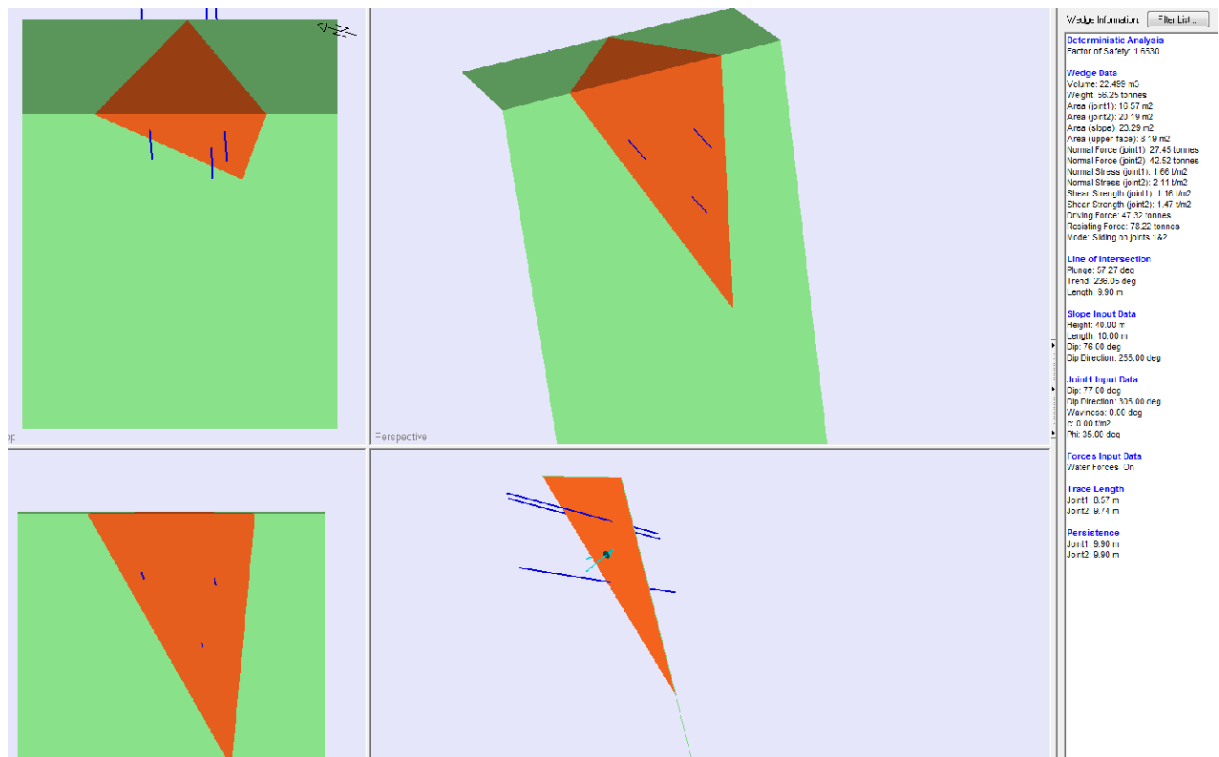


Figura 37 Vista en planta, frontal y de lado de la cuña formada en el talud del Km 241+160

Tabla 24 Factores de seguridad obtenidos del análisis global del talud

FACTOR DE SEGURIDAD	SIN PERNOS ESTÁTICO	CON PERNOS	
		ESTÁTICAS	PSEUDO ESTÁTICAS
	0.41	1.65	1.21

4.2.2. SITUACIÓN POST-CORTE

Además, se ha procedido a evaluar la estabilidad de la ladera una vez ejecutado el corte proyectado según el PID (El corte propuesto para este talud es 4V:1H con banquetas de 2m de ancho cada 12m con el fin de disminuir la altura de excavación), sin intervención en la parte superior de la ladera por encima del corte según las secciones C, D y E en una situación sin sismo o condición estática.

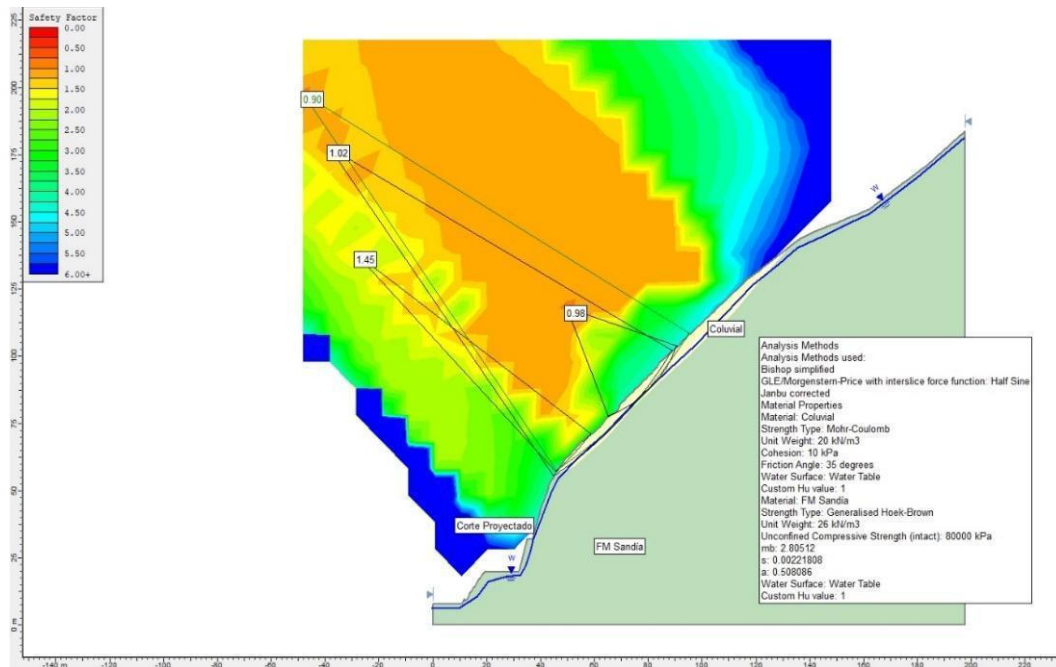


Figura 38 Cálculo de estabilidad de la Zona C o sección C.

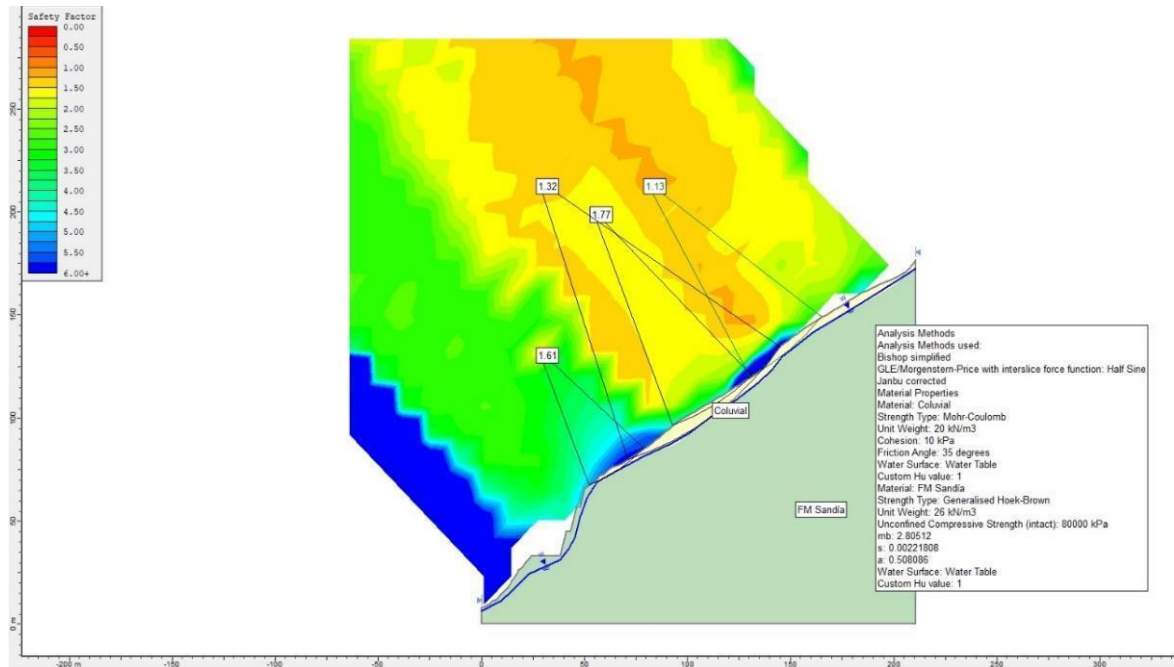


Figura 39 Cálculo de estabilidad de la Zona D o sección D.

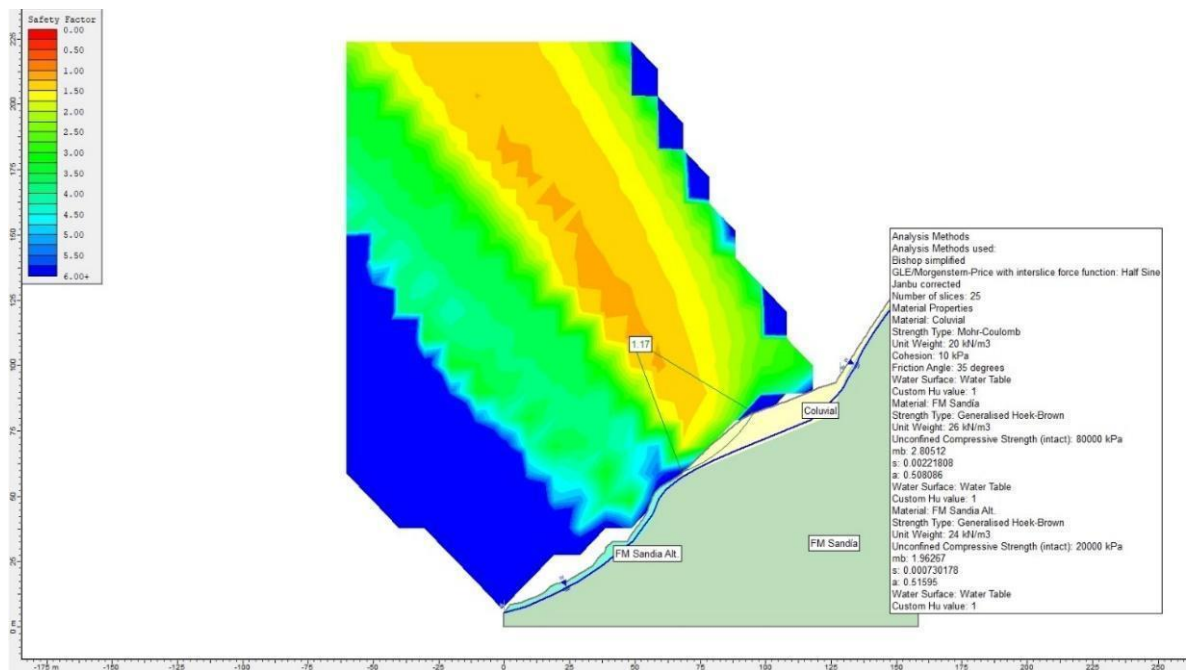


Figura 40 Cálculo de estabilidad de la Zona E o sección E.

Descripción: Como se puede comprobar los factores de seguridad obtenidos por encima del corte proyectado, muestran factores de seguridad insuficientes o menores a 1.5, incluso en condiciones estáticas, por lo que se evidencia un elevado riesgo de derrumbes y huaycos sobre la vía proyectada.

4.2.2. SITUACIÓN DE SEGURIDAD Y GARANTÍAS DE ESTABILIDAD.

Tal y como se ha ido exponiendo a lo largo del presente trabajo, y como se puede observar en los análisis de estabilidad realizados, la ladera en la que se proyecta el corte definitivo se han detectado importantes depósitos coluviales con espesores significativos (atendiendo a los ensayos MASW realizados) y elevadas pendientes que suponen áreas con un potencial de derrumbe muy elevado sobre la zona de obras en primera instancia, y sobre vía proyectada una vez ejecutada esta.



Figura 41 Depósitos coluviales presentes en las depresiones estructurales de la ladera con alto riesgo de derrumbamientos sobre la vía.

Además, también se han localizado numerosos bloques sueltos de grandes dimensiones que pueden movilizarse ladera abajo y afectar tanto a la vía como a los usuarios en fase definitiva y a los operarios en fase de construcción.

Los resultados de análisis de estabilidad en la zona superior del talud de corte, el área inmediatamente superior muestra que la ladera en esta zona presenta un factor de seguridad

ante deslizamiento inferior a 1,5 en condiciones estáticas, siendo insuficientes para garantizar la seguridad.

De hecho, en la zona definida como A, durante la elaboración de este trabajo ha acontecido un derrumbe de una parte de los materiales que recubren el macizo rocoso.

Es por ello que se considera necesaria la estabilización de toda la zona, de esta forma se protege la vida de los operarios que trabajarán en el corte del talud y en un futuro se aumenta la seguridad de que no haya derrumbes de esta zona sobre el corte y finalmente a la vía de la interoceánica.

4.2.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD-DISEÑO DE TALUDES

MATERIALES A EMPLEAR

Los elementos de refuerzo empleados para asegurar la estabilidad de las zonas analizadas en el siguiente capítulo de marco propositivo corresponden a:

- Pernos Autoperforantes
- Llorones
- Concreto Lanzado
- Malla hexagonal a doble torsión
- Malla electrosoldada
- Malla de alta resistencia de tipo Spider o equivalente

La elección de estos elementos responde a las características de los materiales afectados (suelos, roca alterada y roca sana), las condiciones de estabilidad a alcanzar (roturas en rocas, roturas en suelos, etc.) así como las características intrínsecas de dichos materiales.

Así, los pernos autoperforantes se han propuesto como medida de anclaje en los terrenos de tipo suelo o roca alterada ya que este tipo de materiales, por su propia naturaleza,

son más inestables presentando problemas para la ejecución de los pernos. Este de tipo de pernos es idónea para este tipo de terreno por:

- Instalación autoperforante más adecuada al terreno y segura.
- Aplicación libre de problemas en barrenos inestables
- Principio de operación fácil usando personal y equipos de perforación estándar de la obra.
- Perforación, instalación e inyección opcional en un solo paso operativo
- Proceso de instalación probado en condiciones difíciles de terreno
- Alternativa racional y eficiente comparada con métodos y productos de instalación encamisados que consumen tiempo
- Mismo principio de instalación para todas las aplicaciones y condiciones de terreno
- Minimización de la alteración del terreno
- Diseño de brocas y diámetros pueden ser ajustados a condiciones de terreno diferentes y variables
- Menor requerimiento de espacio para la instalación
- Ajuste funcional de longitudes requeridas mediante el uso de acoples
- El rango extenso de capacidades de carga de las barras huecas permite el dimensionamiento y adaptación del diseño

Además, en las zonas de roca alterada, para evitar la degradación paulatina de la misma, así como la caída de pequeños fragmentos, se utilizará una combinación de concreto lanzado y malla electrosoldada.

Así, el concreto lanzado permite aislar de la meteorización a los cortes tratados evitando su alteración progresiva y caída de material. Además, la instalación de la malla

electrosoldada permite el refuerzo del concreto lanzado de modo que se garantiza una mayor resistencia del conjunto.

No obstante, la instalación de dicho conjunto supone una barrera prácticamente impermeable, con el fin de evitar la meteorización, que puede producir la acumulación de agua entre el macizo y la misma provocando finalmente el desprendimiento del concreto lanzado en dichos puntos. Para evitar dicho proceso se ha optado por la instalación de llorones de PV-2 con el fin de drenar las posibles acumulaciones de agua del macizo y así garantizar la perdurabilidad del concreto lanzado.

Finalmente, en las zonas de alto riesgo de derrumbes constituidas por depósitos coluviales se ha empleado una malla de alta resistencia de tipo Spider o equivalente, la cual se define como un conjunto de elementos flexibles de alta resistencia que, empleado en combinación de los pernos autoperforantes antes mencionados, permiten la estabilización de taludes o laderas degradadas, cuya superficie presenta zonas inestables de gran volumen.

Las ventajas de este sistema son:

- Solución de enorme capacidad de carga distribuida por toda la superficie
- Flexibilidad de patrón de anclaje.
- Escasa deformación frente a empujes
- Permite el drenaje natural y no impide la ejecución de otros tipos de drenaje.
- Ejecución rápida ya que no se necesitan reperfilados ni movimientos de tierras previos.
- Escaso impacto visual combinable con técnicas de revegetación acelerada.

Finalmente, en las zonas de roca se ha empleado la disposición de una malla de doble torsión hexagonal con el fin de recoger y guiar pequeños desprendimientos de roca, al ser el

método más fiable y comúnmente empleado. Dicha malla queda sujeta al talud mediante los pernos autoperforantes antes mencionados.

CAPÍTULO V

MARCO PROPOSITIVO/PROPUESTA

A partir del estudio realizado anteriormente (PID), así como de las observaciones realizadas en campo y los resultados de los ensayos geofísicos realizados, se ha detectado la presencia de depósitos coluviales que, en su estado natural, previo a la ejecución del cualquier tipo de operación, presentan una estabilidad precaria.

Dada la situación de dichos depósitos, la morfología de la ladera, así como el corte proyectado, existe un evidente riesgo de que se produzcan derrumbes de dichos depósitos que alcancen la vía proyectada.

5.1. CRITERIOS ADOPTADOS

- El estudio realizado sectoriza las zonas por encima del corte y sobre el cual debería evaluarse las posibles soluciones de estabilidad.
- Dadas las características geológicas, geotécnicas, topográficas y de inestabilidad presentes en la zona, se ha realizado una sectorización en zonas homogéneas para su estudio.
- Las zonas determinadas para el análisis son:
 - Zona A – Depósito coluvial
 - Zona C – Depósito coluvial
 - Zona D – Depósito coluvial
 - Zona E - Formación sandia
 - Zona F - Depósito coluvial

Tal y como se ha ido exponiendo a lo largo del presente trabajo de investigación, y como se puede observar en los análisis de estabilidad realizados, la ladera en la que se

proyecta el corte definitivo se han detectado importantes depósitos coluviales con espesores significativos (atendiendo a los ensayos MASW realizados) y elevadas pendientes que suponen áreas con un potencial de derrumbe muy elevado sobre la zona de obras en primera instancia, y sobre vía proyectada una vez ejecutada esta, y al mismo modo se encuentran en equilibrio deficiente mostrando un alto riesgo de derrumbamiento en caso de intensas lluvias o sismo.

5.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

A continuación, se exponen los análisis de estabilidad realizados tanto para la construcción de servicios de excavación, la estabilización de los depósitos coluviales más próximos al corte proyectado en la coronación del mismo, así como de la estabilidad del corte en roca definitivo.

Nota: El objetivo de esta investigación “Evaluar el talud de excavación y determinar los parámetros geomecánicos críticos que condicionan los deslizamientos de materiales cuaternarios en la carretera interoceánica del sur tramo 4, Km. 241+090 a 241+220, en el periodo 2020-2021”, no es dar solución al problema de inestabilidad, la propuesta presentada a continuación son cálculos que se hicieron con los datos obtenidos del proyecto de ingeniería a detalle y experiencias propias.

Los refuerzos a disponer en dichas bancadas permiten estimar un factor de seguridad en situación estática y sin presencia de agua de 1.5. No obstante, el factor de seguridad por encima de la excavación de la bancada es ligeramente superior a 1 (es decir, los refuerzos propuestos estabilizan la excavación de servicios de excavación, pero no pueden garantizar las condiciones ladera arriba).

Ante esta situación, es necesario extremar las precauciones durante la excavación de las bancadas de las pistas de servicios de excavación, evaluando constantemente, por

técnicos cualificados, la posible aparición de indicios de desprendimientos/deslizamientos en dicha zona y paralizando los trabajos ante la más mínima duda.

LADERA EN CORONACIÓN DEL CORTE

A continuación, se presentan los análisis de estabilidad realizados y la propuesta de refuerzos a disponer en las áreas con inestabilidades con el fin de garantizar la seguridad necesaria para la ejecución del corte definitivo y la puesta en servicio de la vía.

Dadas las características geológicas, geotécnicas, topográficas y de inestabilidad presentes en la zona, se ha realizado una sectorización en zonas homogéneas para su estudio.

Zona A

La zona A corresponde a un área en la que se ha detectado un potente depósito coluvial con riesgo de provocar derrumbes en el camino de servicios de excavación A (Sur) tal y como se muestra en anexos la cartografía geológica.

En las siguientes figuras 43 muestra la condición actual del talud sin la intervención de corte la figura 44 y 45 se muestran los resultados de los análisis de estabilidad con el refuerzo necesario que se detalla mejor en el resumen de refuerzo líneas abajo tanto en situación estática como pseudo estática, el corte del talud planteada es 1H 2V teniéndose caracterizado como roca tipo III a menos.

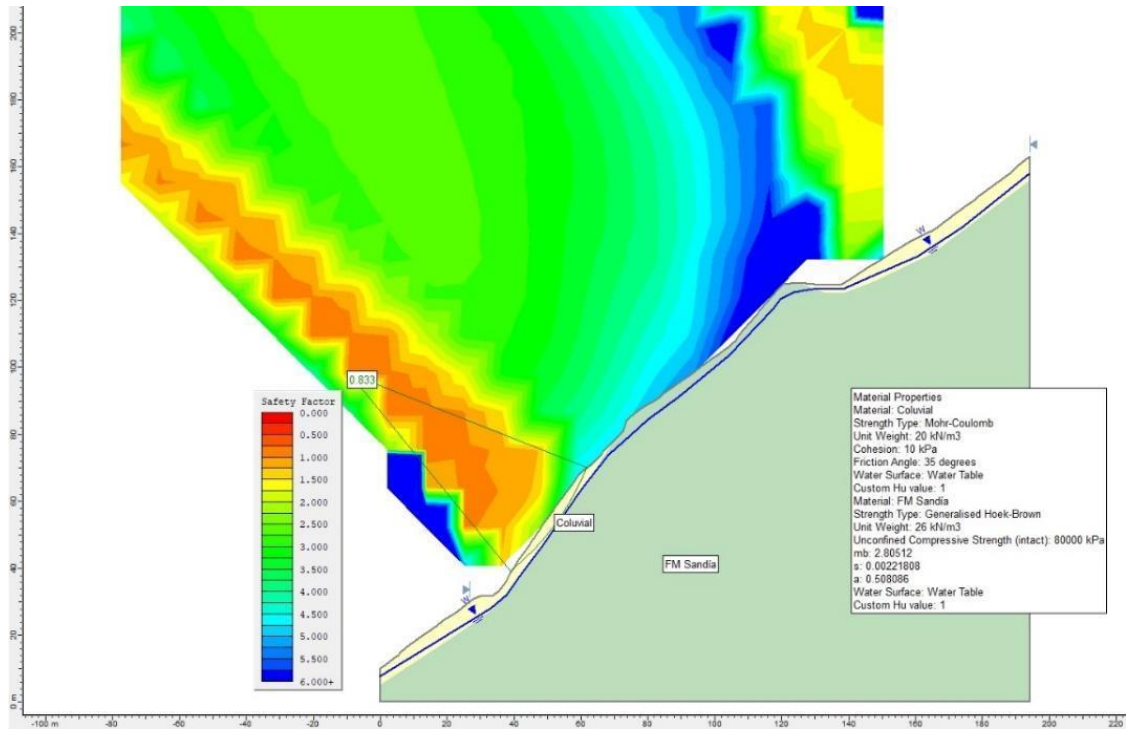


Figura 42 Cálculo de estabilidad de la Zona A en la situación actual

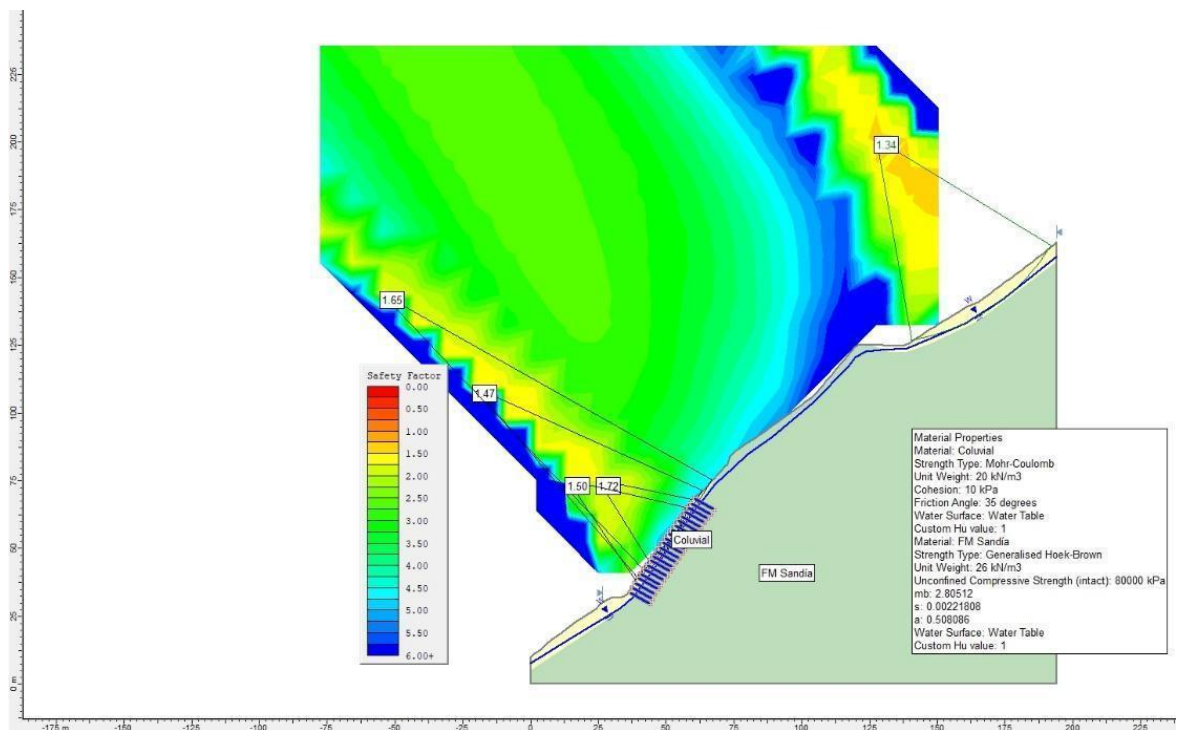


Figura 43 Cálculo de estabilidad de la Zona A con refuerzo en condiciones estáticas.

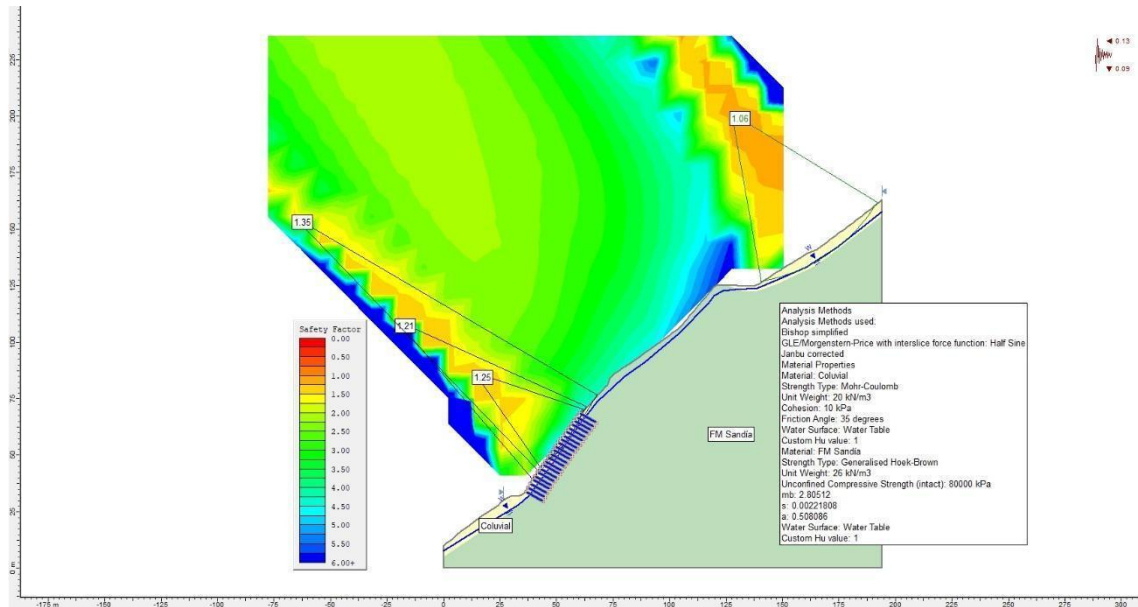


Figura 44 Cálculo de estabilidad de la Zona A con refuerzo en condiciones pseudo estáticas.

En esta zona con el análisis de estabilidad con condición estática y pseudo estática se muestra estable el talud ya que su FS en ambas supera lo esperado 1.5 y 1.25 respectivamente.

A continuación, se resumen el refuerzo a disponer en dicha zona.

- Pernos de $L=9$ m en malla 2×2 o inferior, autoperforantes; con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm, análogos a los indicados en sus planos.
- Sistema de mallas necesario para alcanzar una capacidad superior a 85 kN/m^2 :
- Membrana de alta resistencia SPIDER S4 romboidal (o equivalente) de alambre de acero, capacidad a tracción 220 kN/m

Zona C

La Zona de tratamiento C corresponde a una amplia zona en la que ha detectado un depósito coluvial inestabilizado.

En las siguientes imágenes se muestran los resultados de los análisis de estabilidad en su estado actual, así como en con el refuerzo necesario tanto en situación estática como pseudo estática.

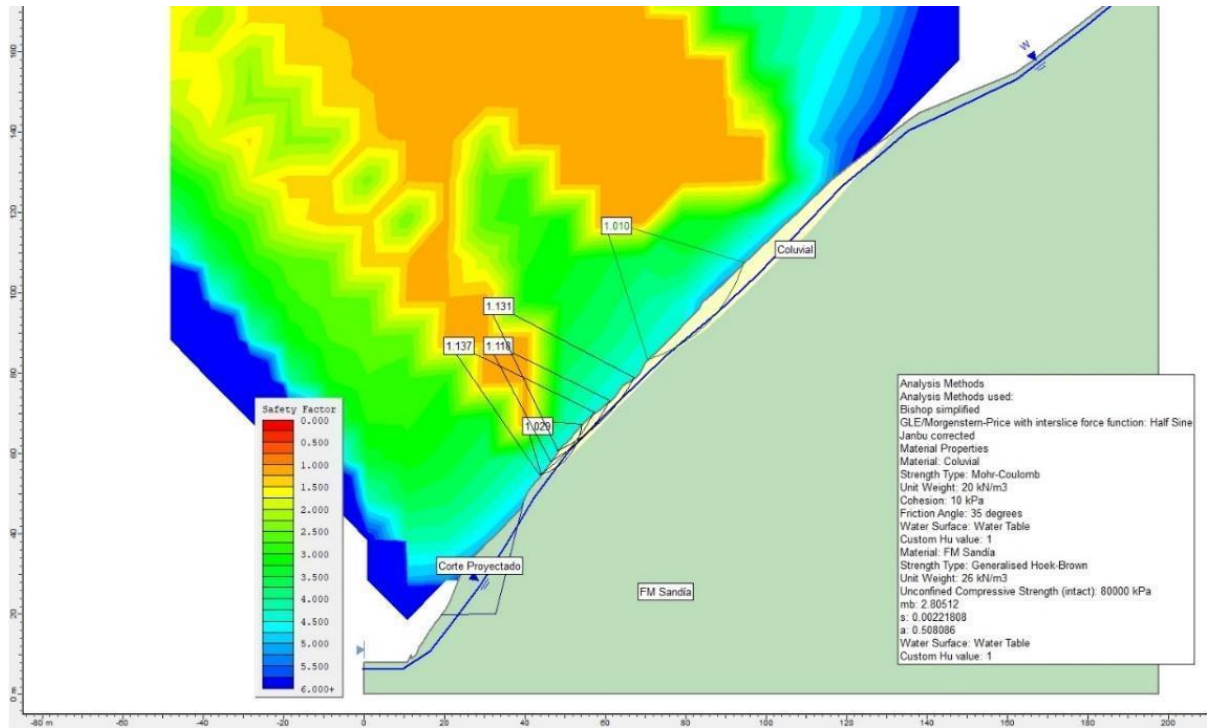


Figura 45 Cálculo de estabilidad de la Zona C en la situación actual. Sin corte, FS inferior a 1.5.

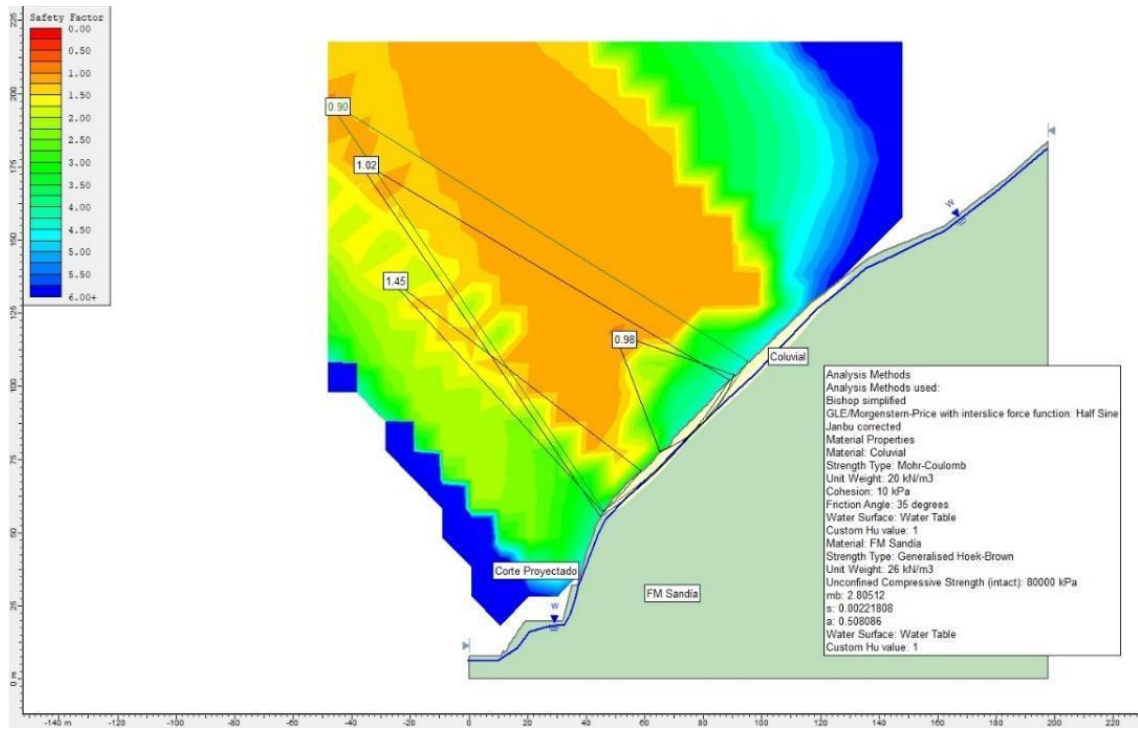


Figura 46 Cálculo de estabilidad de la Zona C con la ejecución del Corte, el FS como se puede ver con respecto a la imagen anterior sin ejecutar el corte es inferior.

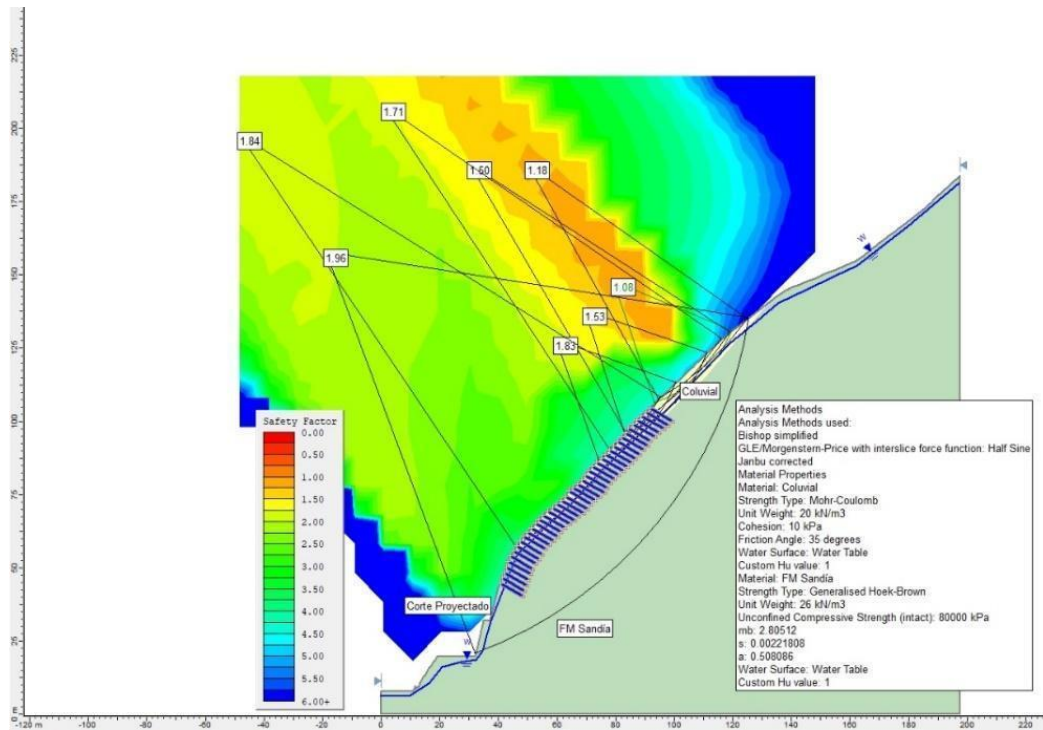


Figura 47 Cálculo de estabilidad de la Zona C con refuerzo en condiciones estáticas.

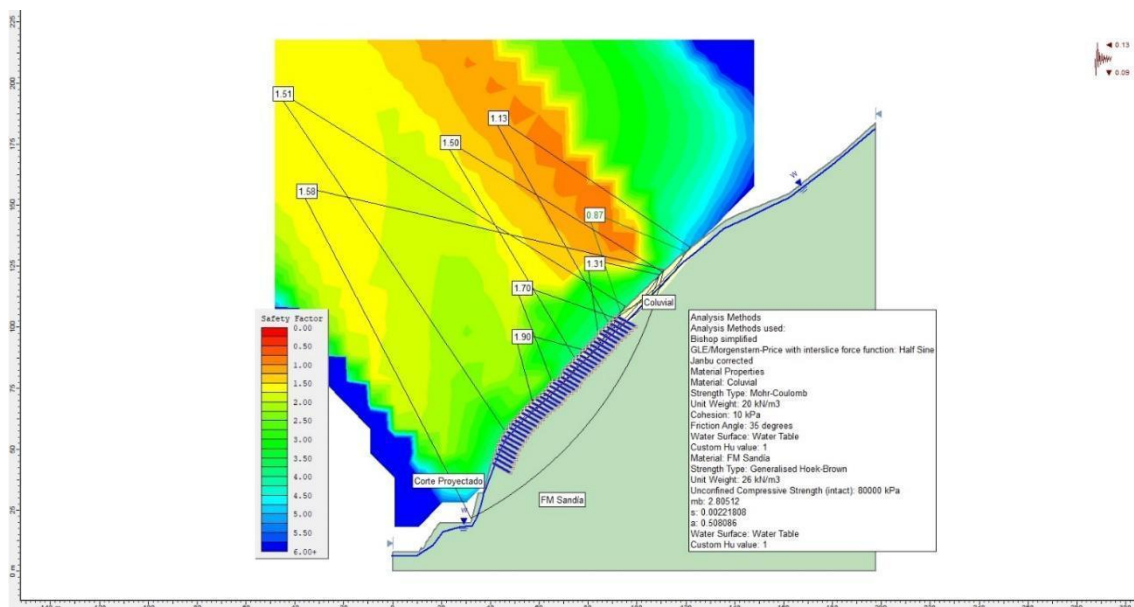


Figura 48 Cálculo de estabilidad de la Zona C con refuerzo en condiciones pseudo estáticas.

En esta zona C se a podido ver la variación de los valores de FS para diferentes casos, en donde se concluye que si aplicamos el refuerzo que se plantea a continuación el talud es estable en condición estática y pseudo estática.

- A continuación, se resumen el refuerzo a disponer en dicha zona.
- Pernos de $L= 9$ m en malla 2×2 o inferior, autoperforantes; con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm.
- Sistema de mallas necesario para alcanzar una capacidad superior a 85 kN/m^2 :
- Membrana de alta resistencia SPIDER S4 romboidal (o equivalente) de alambre de acero, capacidad a tracción 220 kN/m
- Malla de alambre de triple torsión de $8 \times 10/16$ de 2 mm de diámetro.
- doubles cables de arriostre y refuerzo de diámetro 22 mm para el refuerzo longitudinal, conectando hiladas de pernos y cerrando perimetralmente.

Zona D

Por su parte, la Zona D corresponde a la zona situada justo en la coronación del corte proyectado. En dicha zona, se ha detectado igualmente un espesor potente de suelos coluviales.

Zona E

En esta zona se afecta al macizo rocoso constituido por las cuarcitas de la Formación Sandía. Para analizar la estabilidad de dicha zona se ha realizado un análisis de estabilidad cinemático. Si bien no se forma roturas según los polos principales, existen polos secundarios que sí pueden dar lugar a roturas por lo que se recomiendan las siguientes medidas a disponer:

- Pernos de $L= 6$ m en malla 2×2 o inferior, autoperforantes; con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm.
- Esta zona se caracteriza por un macizo rocoso tipo 3 a 4 con zonas de cizalla, será necesario disponer de shotcrete $f'c=28\text{Mpa}$ en dos capas de 5+5 cm junto con malla electrosoldada $6'' \times 6''$ 7/7 corrugado ($D=4.5$ mm), junto con la aplicación de llorones de 0.6 m de longitud en malla 3x3 al bolillo.

Para el diseño del refuerzo a disponer en esta zona se han empleado las secciones D y E, cuyos resultados se exponen a continuación.

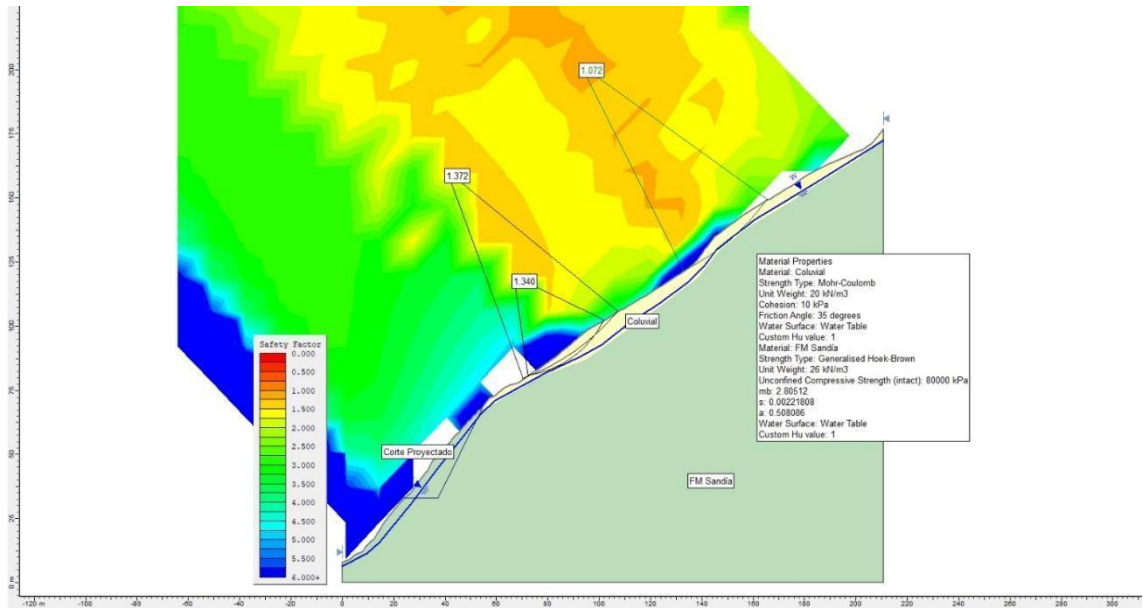


Figura 49 Cálculo de estabilidad de la Zona D en la situación actual. Sección D.

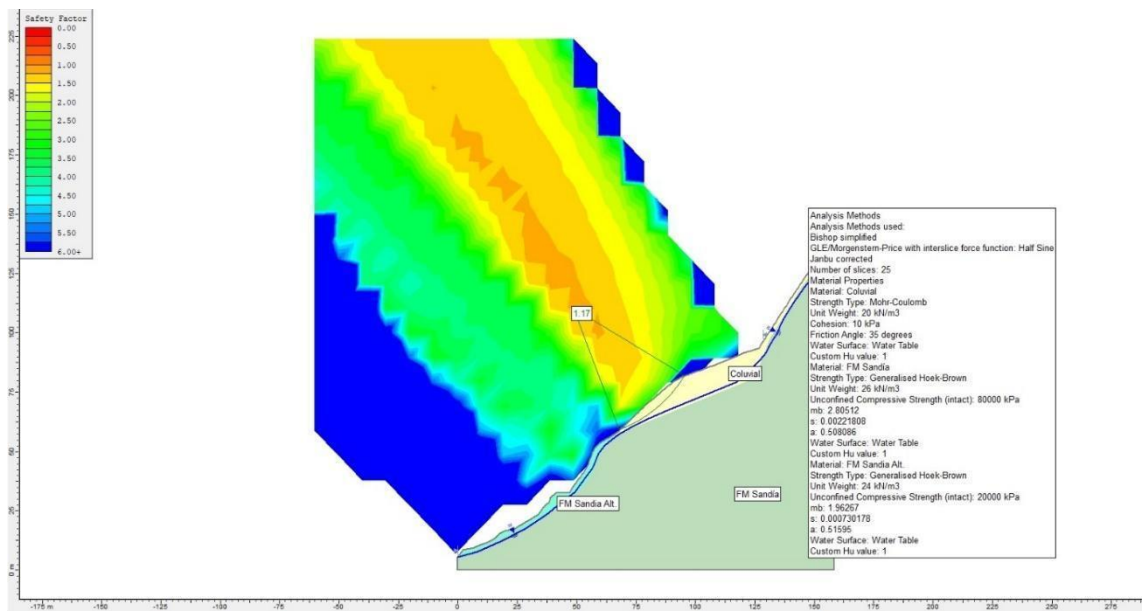


Figura 50 Cálculo de estabilidad de la Zona D en la situación actual. Sección E.

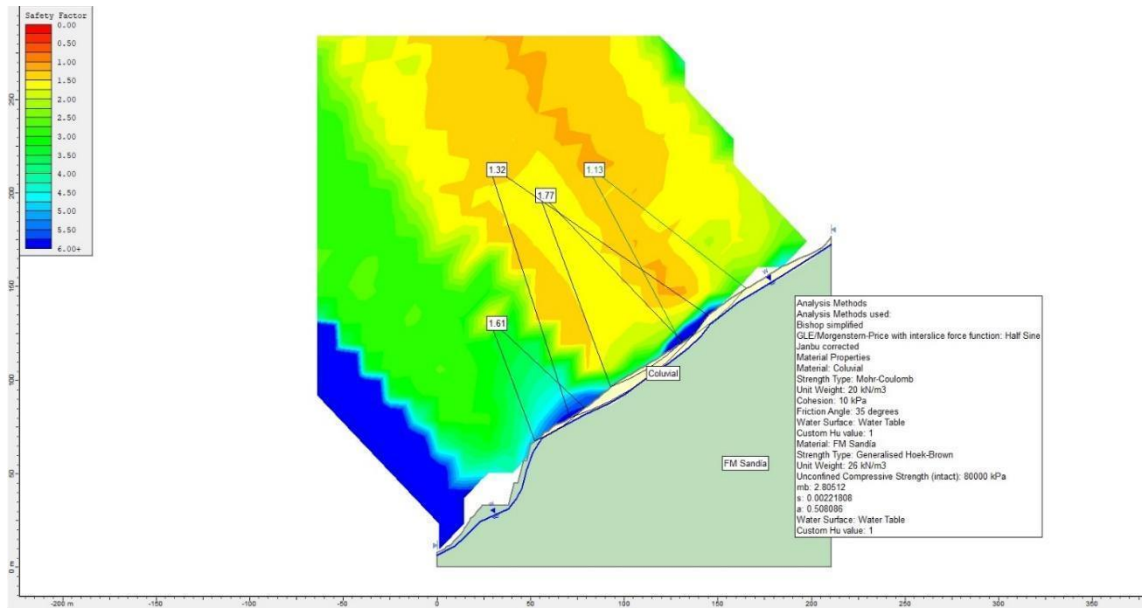


Figura 51 Cálculo de estabilidad de la Zona D con la ejecución del Corte. Sección D

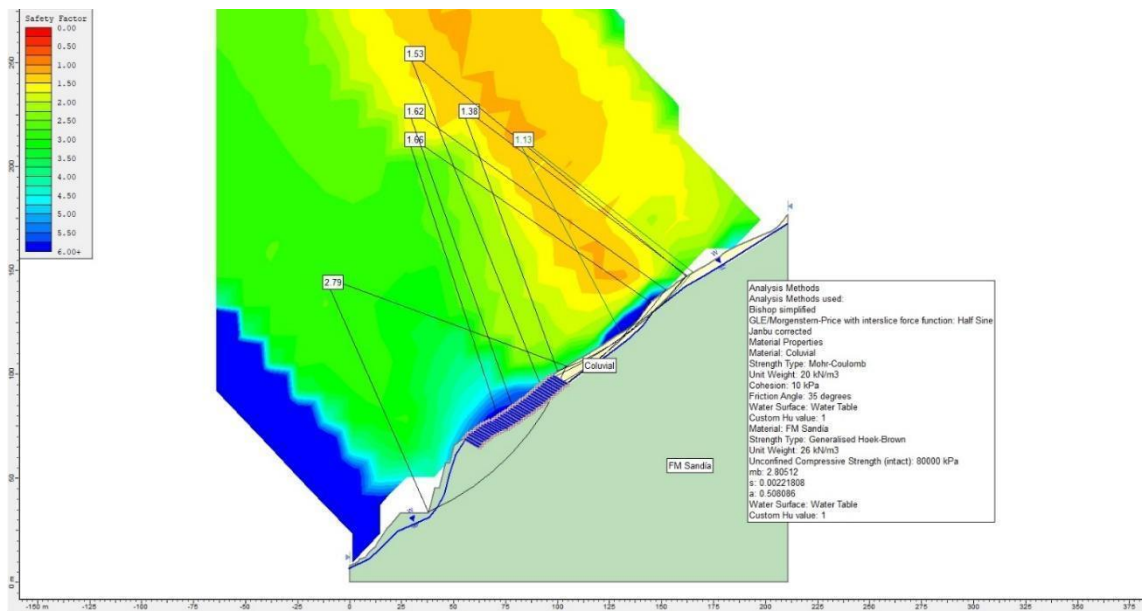


Figura 52 Cálculo de estabilidad de la Zona D con refuerzo en condiciones estáticas.

Sección D.

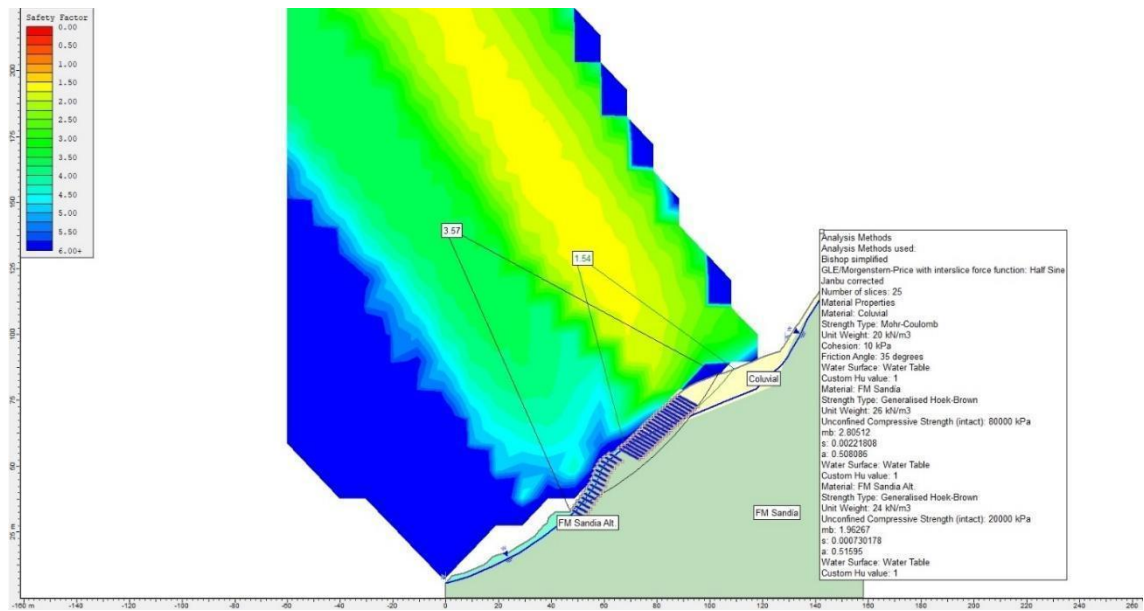


Figura 53 Cálculo de estabilidad de la Zona D con refuerzo en condiciones estáticas. Sección E.

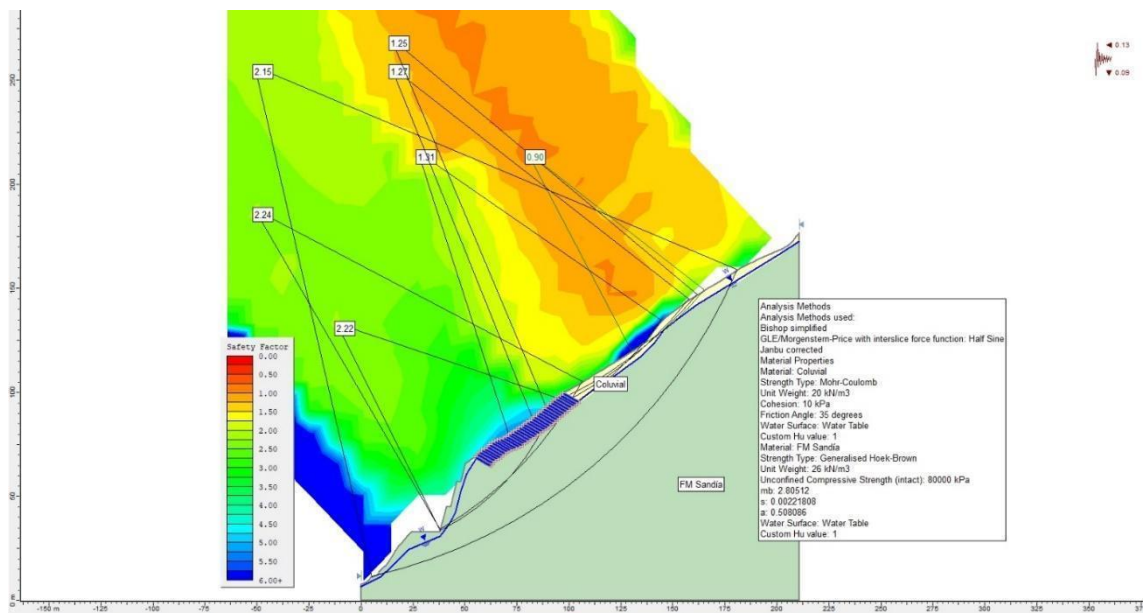


Figura 54 Cálculo de estabilidad de la Zona D con refuerzo en condiciones pseudo estáticas. Sección D

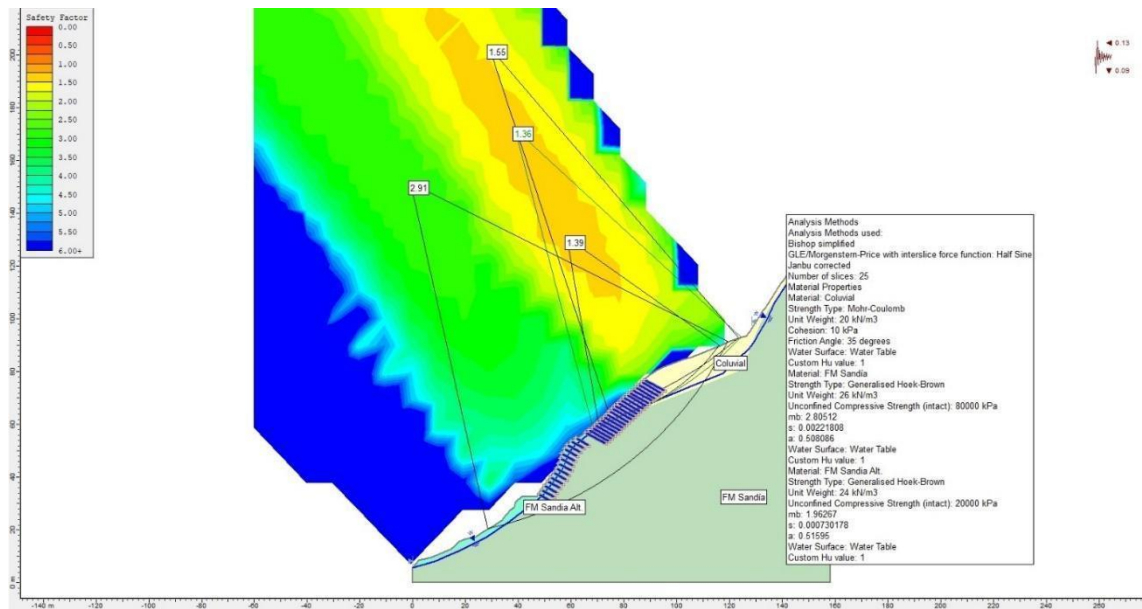


Figura 55 Cálculo de estabilidad de la Zona D con refuerzo en condiciones pseudo estáticas. Sección E

A continuación, se resumen el refuerzo a disponer en dicha zona.

- Pernos de $L = 9$ m en malla 1.5×1.5 o inferior, autoperforantes; con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm, análogos a los indicados en sus planos.
- Sistema de mallas necesario para alcanzar una capacidad superior a 85 kN/m^2 :
- Membrana de alta resistencia SPIDER S4 romboidal (o equivalente) de alambre de acero, capacidad a tracción 220 kN/m
- malla de alambre de triple torsión de $8 \times 10 / 16$ de 2 mm de diámetro.
- dobles cables de arriostre y refuerzo de diámetro 22 mm para el refuerzo longitudinal, conectando hiladas de pernos y cerrando perimetralmente

Zona F

La zona F corresponde a la zona de la ladera situada inmediatamente por encima de la zona E en la que también se han detectado importantes espesores de suelos coluviales.

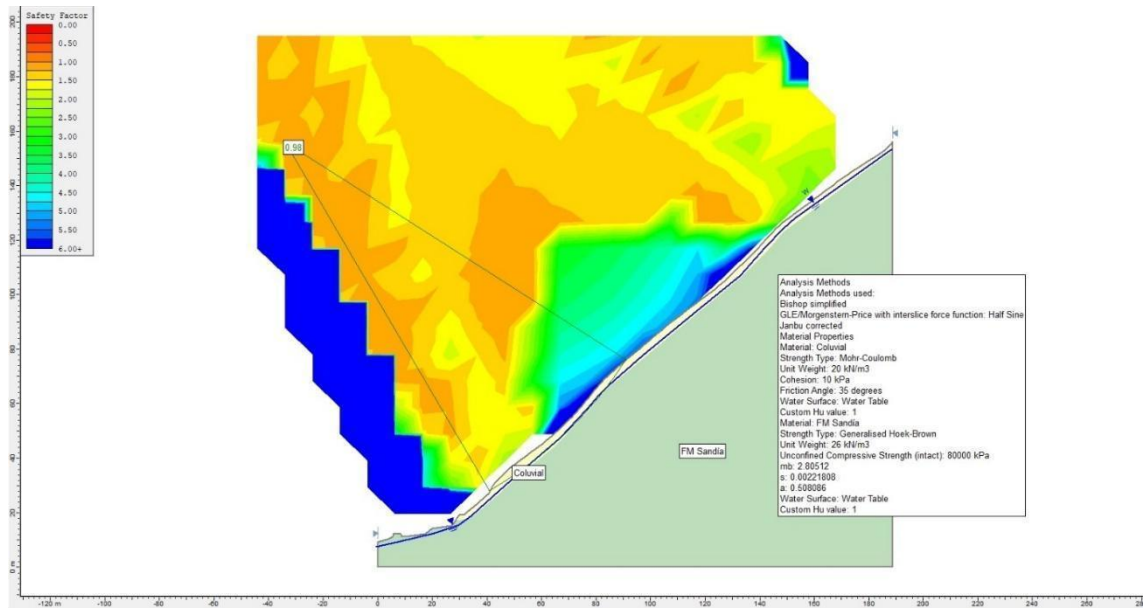


Figura 56 Cálculo de estabilidad de la Zona F en la situación actual.

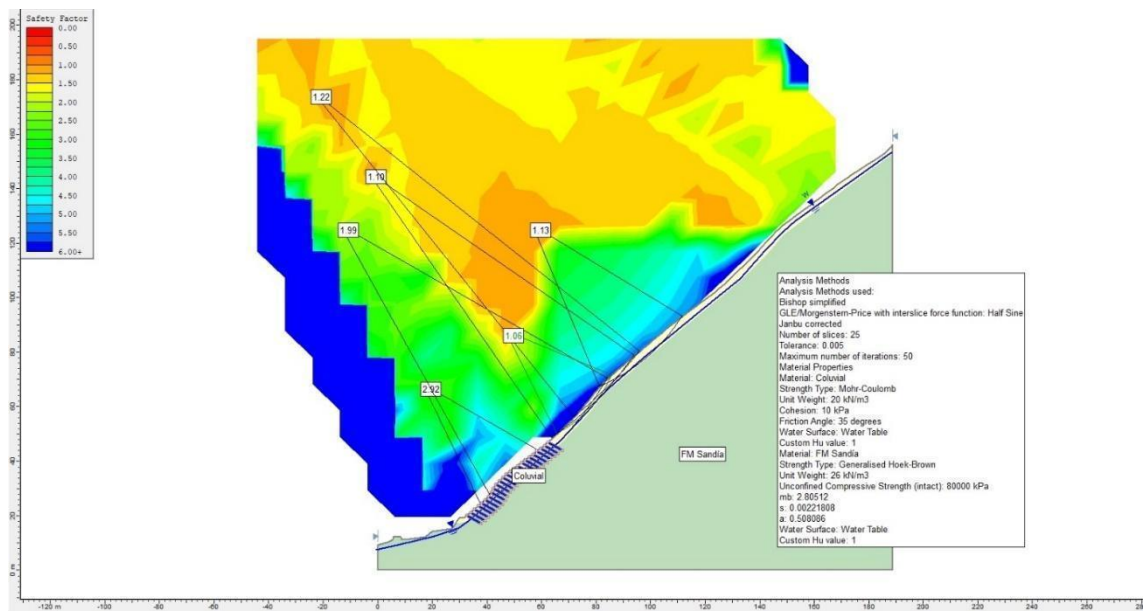


Figura 57 Cálculo de estabilidad de la Zona F con refuerzo en condiciones estáticas.

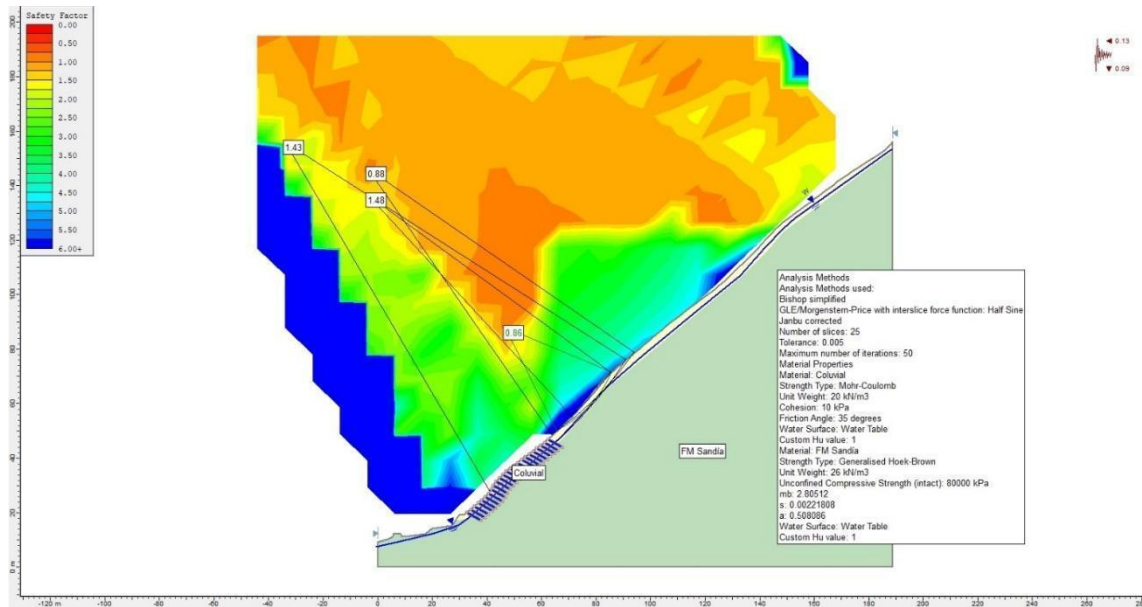


Figura 58 Cálculo de estabilidad de la Zona F con refuerzo en condiciones pseudo estáticas.

Las figuras de análisis de estabilidad usando el programa Slide, también se puede apreciar que los FS en las diferentes condiciones es variable, llegando a la conclusión que con el refuerzo aplicado la estabilidad en el talud mejora sea en condición estática o pseudo estática.

A continuación, se resumen el refuerzo a disponer en dicha zona.

- Pernos de $L = 6$ m en malla 2.0×2.0 o inferior, autoperforantes; con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm.
- Sistema de mallas necesario para alcanzar una capacidad superior a 85 kN/m^2 :
 - Membrana de alta resistencia SPIDER S4 romboidal (o equivalente) de alambre de acero, capacidad a tracción 220 kN/m
 - malla de alambre de triple torsión de $8 \times 10/16$ de 2 mm de diámetro.
 - dobles cables de arrioste y refuerzo de diámetro 22 mm para el refuerzo longitudinal, conectando hiladas de pernos y cerrando perimetralmente

En la siguiente tabla se hace un resumen de los análisis que se hizo

Tabla 25 resumen de análisis cinemática

ZONA	FIGURA	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA	CORTE DE TALUD	FS	CONDICIÓN
A	42	Coluvial, Roca tipo III	Sin corte	0.83	Estática
A	43	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.54	Estática
A	44	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.27	Pseudo estática
C	45	Coluvial, Roca tipo III	Sin corte	1.09	Estática
C	46	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.08	Estática
C	47	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.53	Estática
C	48	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.67	Pseudo estática
D	49	Coluvial, Roca tipo III	Sin corte	1.35	Estática
D	50	Coluvial, Roca tipo III	Sin corte	1.17	Estática
D	51	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.56	Estática
D	52	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.9	Estática
E	53	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	2.55	Estática
D	54	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	2.2	Pseudo estática
E	55	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.92	Pseudo estática
F	56	Coluvial, Roca tipo III	Sin corte	0.98	Estática
F	57	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.7	Estática
F	58	Coluvial, Roca tipo III	1H 2V	1.3	Pseudo estática

TALUD DE CORTE SEGÚN PID

En cuanto al talud de corte definitivo, el PID establece un diseño con taludes al 1H4V con bermas intermedias de 2 m de ancho cada 12 m de altura.

El refuerzo a disponer propuesto se compone de pernos helicoidales de 25 mm de diámetro y 5 metros de longitud en malla 3x3 y 5 cm de shotcrete con malla de doble torsión para el caso de roca con grado de meteorización III o inferior.

Para el caso de roca con grado de meteorización superior a III la propuesta es de pernos helicoidales de 25 mm de diámetro y 5 metros de longitud en malla de 3x3 m junto con 10 cm de shotcrete y malla electrosoldada.

El diseño del PID ha sido replanteado, una vez que se han tratado los datos de campo últimos. Se ha realizado un análisis cinemático del corte definitivo, según la geometría

propuesta a partir del levantamiento geomecánico aportado. Se ha determinado la posible formación de cuñas, como tipo de rotura más desfavorable entre las discontinuidades principales S0 y J, que requiere un sostenimiento superior a los 4,85 t/m². Dicho análisis se muestra en las siguientes figuras.

Además, en los cálculos de estabilidad global realizados para la Zona D, según la zona de máxima altura del corte definitivo y en el que ha simulado el corte a ejecutar, los resultados arrojan valores satisfactorios.

REFUERZO A DISPONER

Por tanto, tras el análisis realizado, el refuerzo a disponer es:

En las zonas en las que se detecte la aparición de roca meteorizada mayor a III (GM IV) el sostenimiento es de malla electrosoldada 6"x6" 7/7 con pernos autoperforantes con diámetro exterior 30 mm e interior 14 mm, con una longitud mínima de 6 m en malla de 2.0 x 2.0 con shotcrete en dos capas de 5 cm.

La ejecución del corte definitivo no podrá comenzarse hasta una vez finalizadas el refuerzo de las Zonas A a F. Durante la ejecución del corte se deberá realizar un seguimiento geológico-geomecánico detallado por un técnico cualificado que compruebe las hipótesis de proyecto y valide el refuerzo a disponer.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

En el presente documento se describen los aspectos principales de los trabajos realizados por el autor, para el estudio de las condiciones geológico-geotécnicas y análisis de estabilidad necesarios para el corte entre las progresivas PK 241+090 y 241+220 de la Carretera Interoceánica Sur. Tramo 4. Azángaro-Puente Inambari.

La ladera en la que se ubica el corte proyectado está compuesta por un macizo rocoso, formado por cuarcitas, plegadas y fracturadas. La topografía está dominada por crestones dispuestos a favor de la estratificación de las cuarcitas, dando lugar a zonas deprimidas o cubetas, sobre las cuales se sitúan los depósitos coluviales, presentando fuertes pendientes, por lo que tienden a desestabilizarse de manera natural durante las épocas de lluvia.

La Formación Sandia corresponde a rocas de bajo grado metamórfico, conformadas por cuarcitas competentes a muy competentes, fracturadas, cuya calidad según clasificación geomecánica es de tipo III. Presentan una estratificación bien marcada y tres familias principales de juntas y dos juntas secundarias, indicativo de una fracturación general del macizo.

En las estaciones geomecánicas se han obtenido valores de RMR y SMR para el macizo poco deformado, obteniendo los siguientes resultados:

- RMR: 52
- SMR: 47

De acuerdo a los resultados de los ensayos MASW realizados en la zona, y según la Norma AASHTO, el material presente en área de estudio es considerado como suelo tipo

C, suelo muy denso o roca blanda, y según la norma E.030, y las características del terreno se ajustan a la clasificación del suelo tipo S2, considerados como suelos intermedios.

En cuanto a los factores de seguridad a satisfacer en los análisis de estabilidad, se han buscado un valor de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.25 para condiciones pseudo estáticas de acuerdo a la práctica ingenieril con la aplicación del refuerzo se llegó a estos valores.

Los análisis de estabilidad realizados según diferentes secciones muestran la situación de equilibrio estricto de la ladera natural previa a cualquier tipo de operación realizada en ella, esta situación puede dar lugar a derrumbes, especialmente tras eventos de lluvia intensa o prolongada o por eventos sísmicos.

Las condiciones del macizo rocoso encontrados durante los mapeos geomecánicos presentan discontinuidades desfavorables en dirección y buzamiento tal como se muestra en el plano de mapeo geológico.

Se llegó a responder el objetivo de evaluar el talud de excavación y determinar los parámetros geomecánicos críticos que condicionan los deslizamientos de materiales cuaternarios en la carretera interoceánica del sur tramo 4, Km. 241+090 a 241+220, en el periodo 2020-2021, haciendo el análisis cinemático en diferentes secciones, condiciones y haciendo la clasificación del macizo rocoso.

Se llegó a determinar la calidad del macizo rocoso del talud en excavación haciendo una clasificación en una zona A y B.

Se determinó las potencias de los materiales cuaternarios en la zona de estudio teniéndose como rígido de 0-11m detallado en el ensayo MASW-1 y blando 0-1.07, rígido 1.07-8.91m en el ensayo MASW-7.

6.2. RECOMENDACIONES

La estabilización de las zonas A a F deberá realizarse de forma previa al inicio de cualquier actividad en el corte definitivo.

Durante la ejecución del corte se deberá realizar un seguimiento geológico-geomecánico, detallado por un técnico cualificado y un buen control topográfico colocando diana.

Dada la importancia del corte proyectado, se deberá disponer de un sistema de auscultación durante la ejecución del mismo que permita realizar un monitoreo detallado de los posibles movimientos que se produzcan y, en su caso, tomar las medidas necesarias para su análisis y corrección.

6.2.1. PLAN DE AUSCULTACIÓN.

En la zona del corte definitivo en roca se implantará dianas para su control topográfico en la pared del corte. Se dispondrá una diana para seguimiento topográfico cada 25 m de longitud a lo largo del borde exterior de las banquetas, así como a lo largo de la coronación del corte.

Además, a lo largo de las zonas de refuerzo situadas por encima del corte proyectado, Zonas A a F, se dispondrán al menos 3 líneas de auscultación con hitos de nivelación profundos cada 25 metros de distancia.

Se deberá realizar un seguimiento exhaustivo del mismo, diariamente, con el objetivo de generar un seguimiento histórico que permita determinar tendencias de movimientos y anomalías de modo que se puedan anticipar posibles roturas y tomar las medidas adecuadas con la antelación suficiente. Además, tras voladuras, así como durante periodos de lluvias y tras estos se intensificará el seguimiento de la auscultación.

Como criterio de la velocidad de deformación y movimiento de la ladera se puede tomar el siguiente criterio.

(ROMANA, 1988)

VELOCIDAD	TIPO	ROTURA	PLAZO A LA ROTURA	MEDIDAS A TOMAR	CORRECCIÓN POSIBLE
1 m/día	Caida Corrimiento (final)	INMEDIATA	Días	Evacuación	Ninguna (Drenaje?)
1 dm/día	Corrimiento	PRÓXIMA	1 semana a 6 meses	(Evacuación) Corrección urgente	Drenaje Excavación
1 cm/día	Corrimiento (inicial)	POSIBLE	6 meses a 1 año	Corrección	Drenaje Excavación Consolidación
1 mm/día	Reptación	LEJANA	Varios años o nunca	Observación	
0,1 mm/día					
(*)Para desplomes y/o caídas de masas de rocas, esta escala NO ES VÁLIDA. Deben multiplicarse las velocidades por un factor mayor que 10.					

Tabla 26 Relación velocidad de deformación-comportamiento en taludes (M. Romana, 1988).

REFERENCIAS

Armas Y Miguel, 2004, Tesis de Maestría en Ciencias Geológicas: Cartografía Geológica-Estructural del Valle de Huizachal como base para el análisis de estabilidad de taludes de la carretera Rumbo Nuevo, Cd. Victoria Tamaulipas, México., Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL. Linares, Nuevo León, México.

Arturo A. Correa Magallanes, 2003. Apuntes generales mecánica de suelos. Facultad de ingeniería UNAM, México.

ASTM D5777-00. Ensayo de refracción sísmica.

Cabrera, L. (2005). Estudio de estabilidad de taludes del tajo Suro Sur y Suro Norte en la mina la virgen

Cosillo Pinto. (1999). Consideraciones Geológicas - Geotécnicas para el diseño de taludes en macizos rocosos. Guatemala.

EG-2013. (2013). Especificaciones Técnicas Generales para Construcción (Vol. I). Lima: MTC.

Figuerola, J., C. (1974), Tratado de Geofísica Aplicada. LITOPRINT, Madrid.

Gonzáles Vallejos, L. et. al. (2,002). Ingeniería Geológica. Editorial PEARSON EDUCACIÓN. Madrid. 744p.

Granado López, A. (2006), Estabilidad del talud de la costa verde en la zona del distrito de Barranco, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Hoek y Bray. (1981). Slope Engineering.

Hoek, E. and Bray, J.W. (1981) Rock Slope Engineering. Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 341-351

Lia A. Peña Otiniano, 2014. Estabilidad De Taludes En Tajo, Tesis UNI, Lima, Perú.

Lombardi S.A. Ingenieros Consultores Y Norconsult Perú S.A.C. (2017). Proyecto de ingeniería de detalle, documento 6, estudio geotécnico” - Proyecto corredor vial Interoceánico Sur, PERÚ – BRASIL tramo N° 4: Azángaro - Puente Inambari sector crítico km 240+290 al km 241+800.

Manilla, A. y Alvarez, A. (2003). Geofísica Aplicada en los Proyectos básicos de Ingeniería Civil”, Publicación Técnica No. 229 Sanfandila.

Norma AASHTO LRFD. (2014). Bridge desing specifications, American association of state highway and transportation officials. Nevada, USA.

Norma Técnica E.030.(2016). Diseño Sismo-Resistente. Perú: Sencico.

Norma Técnica E.050 (2018). Suelos y cimentaciones. Perú.

Organización Panamericana de la Salud (OPS), 1997. Estudio de Caso: Vulnerabilidad de los Sistemas de Agua Potable Frente a Deslizamientos (Pan American Health Organization (PAHO), 106 p.

Pineda B. De Alvarado y Eva L. De Canales (1994). Metodología de la investigación, manual para el desarrollo del personal de salud, Segunda edición. Organización Panamericana de la Salud.

Rodrigues D. y Valldeoriola, J. (2009). Metodología de la investigación. Cataluña Barcelona.

Romana, M. (1988). Relación velocidad de deformación-comportamiento en taludes.

Romana, M. 1988. Aplicación de la clasificación SMR, basada en la de Bieniawski, para prever los métodos adecuados para la corrección de taludes. Andorra. II Simposio Sobre taludes y laderas inestables. Pag. 535-558.

Sagaseta, C., Sánchez, J.M. y Cañizal, J. (2001). General analytical solution for the required anchor force in rock slopes with toppling failure. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 38, pp 421-435

Universidad Nacional De Ingeniería (1984) Facultad de Ingeniería Civil – CISMID, manual de protección de taludes.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Geólogo egresado de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno -Perú, cuenta con experiencia en área de geología – geotecnia, producción, calidad de obras civiles y túneles carreteros.

Desarrollé mi profesión en proyectos de exploración minera en yacimientos auríferos en la Provincia de Carabaya y polimetálicos en la región de Ancash, estabilización de taludes carreteros en la selva de Carabaya, realicé trabajos en el área de producción en el proyecto Kasempa Mining región Western - Zambia, actualmente me desempeño como Ingeniero de Calidad de túneles en el proyectos de mejoramiento de la carretera Santa María–Santa Teresa–Puente Hidroeléctrica Machu Picchu y la construcción del Túnel Machu Picchu y Accesos, ubicados en el departamento de Cusco – Perú.

ANEXOS

