

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**ESTABILIDAD DE TALUDES PARA LA  
EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS  
TAJOS DE AGREGADOS EN EL  
DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN**

Presentado por:

Luis Armando Echeverria Villavicencio

TRABAJO ACADÉMICO PARA OPTAR EL TÍTULO DE:  
INGENIERO AGRÍCOLA

Lima - Perú  
2018

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA LA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE  
DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-  
JUNÍN”**

TRABAJO ACADÉMICO PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

**INGENIERO AGRÍCOLA**

Presentado por:

**BACH. LUIS ARMANDO ECHEVERRIA VILLAVICENCIO**

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. ALFONSO CERNA VÁSQUEZ  
Presidente

Ing. CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR  
Asesor

M. Eng. SAUL MOISÉS TORRES MURGA  
Miembro

Ing. ANTONIO CELESTINO ENCISO GUTIÉRREZ  
Miembro

LIMA – PERU

2018

## **DEDICATORIA**

A mi padre, Segundo Pedro Echeverría Rengifo, que ha trabajado inagotablemente desde siempre para buscar la manera de siempre ofrecerme lo mejor.

A mi madre, Segunda Magdalena Vergaray Chiguala, su fortaleza y amor me llena de orgullo. Me diste tu amor desde el inicio de mi vida, y este logro es gran parte tuyo.

A mis hermanas, Teonila, Magali, Lis del Milagro y Maribel, quienes hicieron el rol de padres cuando estos estaban ausentes. Es una certeza que son sus valores y consejos lo que han guiado mi vida hacia la culminación de este proyecto; por ello su aporte es invaluable.

A mis “sobrinos” Gianmarco, Katy y Dayana, mis motivos de ser mejor día a día.

A mi novia, Cinthya Gastulo Muro, tú apoyo ha sido fundamental porque me estuviste alentando y ayudando en forma constante y aún más allá de tus posibilidades.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a:

-El Ing. Carlos Bravo, quien me brindo la orientación para el desarrollo del presente trabajo académico.

-Las empresas INGECON MIPERU S.A.C y CIA Camelias S.A.C, por brindarme los datos necesarios para realizar el presente trabajo académico.

-Mi querido padre quien, desde antes que naciera, ha trabajado inagotablemente en las formas de ofrecerme lo mejor. Solo ahora soy consciente de ello.

-Mi amada madre quien, desde antes que naciera, me ha amado a su manera. Estoy orgulloso de lo mucho que me has ofrecido sin ser consciente de ello.

-Mis queridas hermanas quienes en todo instante realizan aportes invaluable a mi vida.

-Mis cuñados Jaime y Eli, quienes son los hermanos mayores que nunca tuve.

-Mis “sobrinos” Gianmarco, Dayana y Katy y sobrinos Camila, Sharon, Jordán, Rebeca y Milagros, su existencia me ha vuelto más sensible y comprometido con mis metas.

-Mi novia, tú apoyo y motivación me incentivaron a culminar este proyecto.

# ÍNDICE GENERAL

<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. Objetivo principal.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA .....</b>	<b>3</b>
2.1. MARCO LEGAL.....	3
2.1.1. Ley de Cierre de Minas-Ley N° 28090.....	3
2.1.2. Reglamento de Procedimientos Mineros-D.S N°018-92-EM.....	3
2.1.3. Reglamento de Seguridad e Higiene Minera-D.S 046-2001-EM.....	4
2.1.4. Reglamento Nacional de Edificaciones-D.S N°011-2006-VIVIENDA.....	4
2.1.5. Guías ambientales aplicables.....	4
2.2. CONCEPTOS GENERALES.....	5
2.2.1. Talud.....	5
2.2.2. Estabilidad de taludes.....	5
2.2.3. Macizo rocoso.....	5
2.2.4. Factor de seguridad.....	6
2.2.5. Mecanismo de rotura.....	7
2.2.6. Factores condicionantes de inestabilidad.....	10
2.3. CRITERIOS DE ROTURA.....	11
2.3.1. Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb.....	11
2.3.2. Criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown-2002.....	12
2.3.3. Linealización del criterio de rotura de Hoek-Brown.....	21
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	24
2.4.1. Ensayo de compresión simple.....	24
2.4.2. Ensayo triaxial.....	24
2.5. MÉTODOS DE CÁLCULO.....	25
2.5.1. Método de equilibrio límite.....	27
2.5.2. Condiciones de análisis.....	27
2.6. PELIGRO SÍSMICO.....	29
2.6.1. Aceleración horizontal máxima.....	29
2.7. MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	32
2.7.1. Método de Bishop Simplificado.....	34
2.7.2. Método de Janbú Simplificado.....	35

2.7.3.	Método de Morgenstern - Price.....	36
2.7.4.	Método de Spencer (1967) .....	37
2.8.	DISEÑO GEOMÉTRICO DEL PIT.....	38
2.8.1.	Altura de bancos.....	38
2.8.2.	Ángulo del talud.....	39
2.8.3.	Ancho de berma.....	39
2.9.	SOFTWARE DE CÁLCULO SLIDE 6.0 .....	39
<b>III.</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS.....</b>	<b>41</b>
3.1.	MATERIALES .....	41
3.1.1.	Información topográfica.....	41
3.1.2.	Información hidrológica.....	42
3.1.3.	Información geológica.....	42
3.1.4.	Información sísmica .....	43
3.1.5.	Información geotécnica .....	43
3.1.6.	Programas de cómputo.....	44
3.2.	METODOLOGÍA .....	45
3.2.1.	Descripción de la zona de estudio .....	45
3.2.2.	Topografía .....	47
3.2.3.	Hidrología .....	50
3.2.4.	Geología .....	56
3.2.5.	Peligro sísmico .....	57
3.2.6.	Geotecnia.....	58
3.2.7.	Diseño del talud del tajo .....	62
3.2.8.	Modelado con software .....	63
3.2.9.	Resultados del modelamiento.....	65
<b>IV.</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>66</b>
4.1.	TOPOGRAFÍA.....	66
4.1.1.	Compensación del error de cierre angular.....	66
4.1.2.	Cálculo y compensación del error de cierre lineal.....	66
4.1.3.	Poligonal cerrada .....	67
4.1.4.	Levantamiento taquimétrico .....	67
4.1.5.	Representación grafica .....	67
4.2.	HIDROLOGÍA.....	68
4.2.1.	Parámetros básicos de la cuenca.....	68
4.2.2.	Tratamiento de la información hidrológica .....	68
4.2.3.	Diseño hidráulico de drenaje longitudinal .....	74

4.3.	GEOLOGÍA .....	76
4.3.1.	Geomorfología .....	76
4.3.2.	Geología regional .....	77
4.3.3.	Geología local .....	78
4.3.4.	Geología económica .....	78
4.3.5.	Geodinámica externa .....	78
4.4.	PELIGRO SÍSMICO .....	79
4.5.	GEOTECNIA .....	80
4.5.1.	Investigación geotécnica .....	80
4.5.2.	Ensayos de laboratorio .....	81
4.5.3.	Caracterización geotécnica .....	83
4.5.4.	Resistencia de la roca .....	84
4.5.5.	Parámetros del macizo rocoso .....	85
4.5.6.	Agua subterránea .....	87
4.6.	DISEÑO DEL TALUD DEL TAJO .....	87
4.6.1.	Altura de banco .....	87
4.6.2.	Ancho de berma .....	87
4.6.3.	Angulo de banco .....	88
4.6.4.	Factor de seguridad .....	88
4.6.5.	Evaluación cinemática .....	89
4.7.	MODELAMIENTO CON SOFTWARE .....	89
4.7.1.	Datos de entrada del modelo .....	89
4.7.2.	Resultados del modelamiento .....	94
<b>V.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>98</b>
<b>VI.</b>	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>100</b>
<b>VII.</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>101</b>
<b>VIII.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>107</b>
1.1.	RESULTADOS DE TOPOGRAFÍA .....	107
1.2.	RESULTADOS DE HIDROLOGÍA .....	113
1.4.	RESULTADOS DE GEOLOGÍA .....	155
1.6.	RESULTADOS DE PELIGRO SÍSMICO .....	169
1.7.	RESULTADOS DE GEOTECNIA .....	171
1.8.	RESULTADOS DE MODELAMIENTO CON SLIDE 6.0 .....	180

# ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: FACTORES DE SEGURIDAD EN MINERÍA .....	7
TABLA 2: GUÍAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE ALTERACIÓN “D” DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK- BROWN .....	15
TABLA 3: VALORES DE “M <sub>i</sub> ” PARA LA ROCA INTACTA .....	16
TABLA 4: ESTIMACIONES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL .....	17
TABLA 5: INTERPRETACIÓN DE LOS VALORES RMR <sub>89</sub> .....	18
TABLA 6: ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICO GSI .....	20
TABLA 7: MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES .....	25
TABLA 8: FACTOR DE ZONA DEL PERÚ .....	29
TABLA 9: CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE ACUERDO A LA AMPLIFICACIÓN SÍSMICA .....	30
TABLA 10: COEFICIENTES SÍSMICOS RECOMENDADOS PARA EL ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO .....	31
TABLA 11: MÉTODOS DE CÁLCULO POR EQUILIBRIO LIMITE .....	33
TABLA 12: COORDENADAS DEL PROYECTO .....	46
TABLA 13: VÍAS DE ACCESO AL PROYECTO .....	47
TABLA 14: DATOS DE LA POLIGONAL CERRADA .....	67
TABLA 15: PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS BÁSICOS DE LA CUENCA .....	68
TABLA 16: DATOS DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS .....	69
TABLA 17: CORRELACIÓN DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LAS ESTACIONES .....	69
TABLA 18: RESULTADOS DE LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE .....	72
TABLA 19: PARÁMETROS DE LA REGIÓN HIDROLÓGICA .....	73
TABLA 20: CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL .....	75
TABLA 21: UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	76
TABLA 22: UNIDADES GEOLÓGICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	77
TABLA 23: ACELERACIÓN MÁXIMA HORIZONTAL -PGA .....	79
TABLA 24: UBICACIÓN DE LAS INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS .....	80
TABLA 25: RESULTADOS DE PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA INTACTA .....	81
TABLA 26: RESULTADOS DE COMPRESIÓN UNIAxIAL DE LA ROCA INTACTA .....	82
TABLA 27: RESULTADOS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL .....	82
TABLA 28: RESULTADOS DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO .....	83
TABLA 29: ORIENTACIÓN DE LOS PRINCIPALES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES .....	84
TABLA 30: RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA .....	84
TABLA 31: PARÁMETROS DE HOEK-BROWN .....	85
TABLA 32: CLASIFICACIÓN RMR <sub>89</sub> DEL MACIZO ROCOSO .....	85
TABLA 33: CLASIFICACIÓN GSI DEL MACIZO ROCOSO .....	86
TABLA 34: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO .....	86
TABLA 35: NIVEL FREÁTICO EN EL PROYECTO .....	87



TABLA 36: PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL TALUD DE BANCO DEL MODELO INICIAL .....	88
TABLA 37: FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMO PARA EL PROYECTO .....	89
TABLA 38: CORRELACIÓN ÁNGULO VS FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDO-ESTÁTICO DEL TAJO N°1 .....	91
TABLA 39: CORRELACIÓN ÁNGULO VS FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDO-ESTÁTICO DEL TAJO N°2.....	92
TABLA 40: RESULTADOS DEL ANÁLISIS MEDIANTE BISHOP SIMPLIFICADO .....	94
TABLA 41: RESULTADOS DEL ANÁLISIS MEDIANTE JANBÚ SIMPLIFICADO.....	95
TABLA 42: RESULTADOS DEL ANÁLISIS MEDIANTE MORGENSTERN-PRICE .....	96
TABLA 43: RESULTADOS DEL ANÁLISIS MEDIANTE SPENCER.....	96
TABLA 44: DISEÑO DE TALUDES PROPUESTOS .....	97
TABLA 45: MEDIDA DE LOS ÁNGULOS INTERNOS DE LA POLIGONAL CERRADA .....	109
TABLA 46: VALORES DE TOLERANCIA LINEAL.....	111
TABLA 47: CUADRO DE COMPENSACIÓN DEL ERROR DE CIERRE LINEAL .....	112
TABLA 48: PUNTOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	112
TABLA 49: VALORES DEL NIVEL DE SIGNIFICACIÓN .....	116
TABLA 50: TABLA DE VALORES PARA UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL .....	117
TABLA 51: TABLA DE VALORES PARA $\mu_Y$ Y $\Sigma_Y$ .....	124
TABLA 52: VALORES CRÍTICOS DE D PARA LA PRUEBA KOLMOGOROV-SMIRNOV .....	129
TABLA 53: FACTORES DE AJUSTE SEGÚN OMM .....	132
TABLA 54: VALORES DE LOS PARÁMETROS “A” Y “N” QUE JUNTO CON K, DEFINEN LAS CURVAS DE PROBABILIDAD PLUVIOMÉTRICA .....	133
TABLA 55: VALORES DE LOS PARÁMETROS $K_G$ Y $\epsilon_G$ DE LAS ZONAS Y SUBZONAS PLUVIOMÉTRICAS.....	134
TABLA 56: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA .....	138
TABLA 57: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD .....	141
TABLA 58: VELOCIDADES MÁXIMAS NO EROSIVAS Y MÍNIMAS NO SEDIMENTABLES .....	142
TABLA 59: DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS .....	143
TABLA 60: RESULTADOS DEL CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA DETERMINAR EL $ \mu $ .....	144
TABLA 61: RESULTADOS DEL CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA DETERMINAR EL $ \mu $ .....	144
TABLA 62: RESULTADOS DEL PARÁMETRO “D” DE LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE.....	148
TABLA 63: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS CALCULADA .....	149
TABLA 64: DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS CORREGIDOS SEGÚN LA OMM.....	149
TABLA 65: COEFICIENTES DE DISTRIBUCIÓN REGIONAL .....	150
TABLA 66: ARREGLO PARA REGRESIÓN LINEAL MÚLTIPLE.....	150
TABLA 67: PRECIPITACIÓN DE LA ESTACIÓN TARMA- METODO IILA-SENAMHI-UNI .....	152
TABLA 68: INTENSIDAD DE LA ESTACIÓN TARMA- METODO IILA-SENAMHI-UNI .....	153
TABLA 69: RESULTADOS DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	154
TABLA 70: CATEGORÍAS Y DESCRIPCIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LOS MOVIMIENTOS EN MASA .....	156

# ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: MACIZO ROCOSO Y ROCA INTACTA .....	6
FIGURA 2: DESLIZAMIENTO TRASLACIONAL .....	8
FIGURA 3: DESLIZAMIENTO ROTACIONAL EN MATERIAL ROCOSO Y SUELO .....	9
FIGURA 4: PARTES DE UN DESLIZAMIENTO .....	9
FIGURA 5: ENVOLVENTE DE ROTURA DEL CRITERIO DE MOHR-COULOMB .....	12
FIGURA 6: ENVOLVENTE DE ROTURA DEL CRITERIO DE HOEK-BROWN .....	13
FIGURA 7: RELACIÓN ENTRE ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDAD Y RQD.....	19
FIGURA 8: LINEALIZACIÓN POR EL MÉTODO DE EQUIVALENCIA DE ÁREAS .....	21
FIGURA 9: RELACIÓN DE ESFUERZOS $\Sigma 1$ 'Y $\Sigma 3$ ' PARA MOHR COULOMB Y HOEK-BROWN.....	23
FIGURA 10: ENVOLVENTE DE ROTURA DEL CRITERIO DE HOEK Y BROWN .....	24
FIGURA 11: MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES .....	26
FIGURA 12: MÉTODO DE DOVELAS.....	32
FIGURA 13: ANÁLISIS GRAFICO-MÉTODO BISHOP SIMPLIFICADO .....	34
FIGURA 14: ANÁLISIS GRAFICO-MÉTODO JANBÚ SIMPLIFICADO .....	35
FIGURA 15: DIAGRAMA PARA DETERMINAR $f_0$ .....	35
FIGURA 16: ANÁLISIS GRAFICO-MÉTODO MORGENSTERN – PRICE.....	36
FIGURA 17: ANÁLISIS GRAFICO-MÉTODO SPENCER .....	38
FIGURA 18: INTERFACE DEL SOFTWARE SLIDE 6.0.....	40
FIGURA 19: UBICACIÓN POLÍTICA DEL PROYECTO.....	46
FIGURA 20: CORRELACIÓN ÁNGULO VS EL FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDO-ESTÁTICO DEL TAJO N°192	
FIGURA 21: CORRELACIÓN ÁNGULO VS EL FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDO-ESTÁTICO DEL TAJO N°193	
FIGURA 22: ANÁLISIS GRAFICO DEL ERROR DE CIERRE LINEAL .....	109
FIGURA 23: PROCEDIMIENTO DEL PROCESO DE DATOS GEOESPACIALES.....	113
FIGURA 24: MAPA DE SUBDIVISIÓN EN ZONAS Y SUBZONAS PLUVIOMÉTRICAS DEL TERRITORIO	
PERUANO .....	135
FIGURA 25: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA .....	137
FIGURA 26: ELEMENTOS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CANAL .....	140
FIGURA 27: RESULTADO DE ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS.....	145
FIGURA 28: AJUSTE ESTADÍSTICO NORMAL.....	145
FIGURA 29: AJUSTE ESTADÍSTICO LOG-NORMAL .....	146
FIGURA 30: AJUSTE ESTADÍSTICO GUMBEL .....	146
FIGURA 31: AJUSTE ESTADÍSTICO PEARSON III .....	147
FIGURA 32: AJUSTE ESTADÍSTICO LOG-PEARSON III .....	147

FIGURA 33: CURVA DE INTENSIDAD - DURACIÓN – FRECUENCIA .....	151
FIGURA 34: DISEÑO DE LA SECCIÓN HIDRÁULICA USANDO SOFTWARE HCANALES .....	154
FIGURA 35: LADERA LIGERAMENTE INCLINADA .....	157
FIGURA 36: LADERA DE MONTAÑA MODERADAMENTE INCLINADA .....	158
FIGURA 37: LADERA DE MONTAÑA FUERTEMENTE INCLINADA .....	158
FIGURA 38: LADERA DE MONTAÑA MODERADAMENTE EMPINADA .....	159
FIGURA 39: LADERA DE MONTAÑA EMPINADA.....	160
FIGURA 40: PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA DE LOS TAJOS 1 Y 2 .....	172
FIGURA 41: MAPEO GEOMECÁNICO DEL TAJO 1 .....	173
FIGURA 42: MAPEO GEOMECÁNICO DEL TAJO 2 .....	174
FIGURA 43: PERFIL LITOLÓGICO DE LA CALICATA N°1.....	175
FIGURA 44: PERFIL LITOLÓGICO DE LA CALICATA N°2.....	175
FIGURA 45: MUESTRA DE COMPRESIÓN UNIAXIAL ANTES DEL ENSAYO.....	176
FIGURA 46: MUESTRA DE COMPRESIÓN UNIAXIAL DESPUÉS DEL ENSAYO .....	176
FIGURA 47: MUESTRA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL ANTES DEL ENSAYO .....	177
FIGURA 48: MUESTRA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL DESPUÉS DEL ENSAYO .....	177
FIGURA 49: MUESTRA DE CORTE DIRECTO ANTES DEL ENSAYO .....	178
FIGURA 50: MUESTRA DE CORTE DIRECTO DESPUÉS DEL ENSAYO .....	178
FIGURA 51: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO .....	179
FIGURA 52: IMPORTACIÓN DE LA SECCIÓN DE ANÁLISIS .....	180
FIGURA 53: LÍMITES DE LOS MATERIALES Y NIVEL DEL AGUA SUBTERRÁNEA EN EL MODELO GEOLÓGICO.....	181
FIGURA 54: CREACIÓN DE MATERIALES DEL MODELO .....	182
FIGURA 55: ASIGNACIÓN DE MATERIALES.....	183
FIGURA 56: ASIGNACIÓN DE CARGA SÍMICA.....	183
FIGURA 57: CONFIGURACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS Y OTROS DATOS DEL PROYECTO.....	184
FIGURA 58: DETERMINACIÓN DE LAS SUPERFICIES ANÁLISIS .....	185
FIGURA 59: ANÁLISIS DEL MODELO .....	186
FIGURA 60: CORRECCIÓN DEL ÁNGULO DE TALUD DE BANCO.....	187
FIGURA 61: ANÁLISIS Y CONSULTA DE LOS RESULTADOS POR PARÁMETRO .....	188
FIGURA 62: REVISIÓN DEL INFORME DE CÁLCULO DEL SOFTWARE .....	189
FIGURA 63: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE CORRELACIÓN DEL TAJO N°1 .....	190
FIGURA 64: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE CORRELACIÓN DEL TAJO N°2.....	191

# ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1	
TOPOGRAFÍA .....	109
ANEXO 2	
HIDROLOGÍA .....	115
ANEXO 3	
GEOLOGÍA.....	157
ANEXO 4	
PELIGRO SÍSMICO.....	171
ANEXO 5	
GEOTECNIA.....	173
ANEXO 6	
MODELAMIENTO CON SLIDE 6.0.....	181
ANEXO 7	
PLANOS .....	193

## RESUMEN

Las canteras de minería no metálica presentan problemas de inestabilidad en sus etapas de explotación a corto, mediano y largo plazo, producto de factores desencadenantes como los sismos, movimiento de tierra y otros que durante los laboreos se puede advertir su influencia sobre el talud del macizo rocoso. El control de los factores desencadenantes de inestabilidad, a través de la determinación de un factor de seguridad global y local de los tajos, permite evitar pérdidas económicas y vidas humanas durante el tiempo de vida útil y cierre del proyecto. El presente trabajo académico desarrolla el análisis de estabilidad para los taludes de dos tajos de la cantera denominada “La Tormenta”, la cual se ubica en el distrito de Palca, provincia de Tarma, departamento de Junín y pertenece a la Compañía Minera Las Camelias S.A.; la empresa explota el talco, mineral no metálico que usa como agregado para la fabricación de cerámicos. El trabajo académico forma parte del Plan de Minado, que se presenta a la Gerencia Regional de Energía y Minas, documento requerido para la aprobación del inicio de las actividades de explotación en canteras de minería no metálica. Por lo tanto, este trabajo, se rige por la normatividad nacional vigente que se encuentre relacionada directa o indirectamente al proyecto. El desarrollo del presente trabajo académico consiste en la revisión y elaboración de estudios previos como un estudio topográfico, estudio hidrológico, estudio geológico y peligro sísmico. La elaboración de estos estudios fue la base del planteamiento del modelo geotécnico; ya que permitió conocer la geografía, geología local, escorrentía de la zona y el peligro sísmico. El conocimiento de lo anteriormente mencionado, permite un mejor conocimiento y manejo de las condiciones locales y entorno del modelo geotécnico. Finalmente, el modelo geotécnico consideró, los resultados de los ensayos de laboratorio que determinaron las propiedades de la roca, criterios de falla como el generalizado de Hoek-Brown y Mohr –Coulomb, estudio de peligro sísmico y las geometrías óptimas de explotación propuestas por el departamento de geología. El análisis fue desarrollado en condiciones estáticas y pseudo-estáticas, usando métodos de equilibrio límite, con el *software* Slide 6.0, dando factores de seguridad superiores a los mínimos exigidos por la normatividad nacional.

Palabras clave: Talud, Análisis de estabilidad, Equilibrio límite.

## ABSTRACT

Non-metallic mining quarries have instability problems in their short, medium and long-term operation phases. The instability they present is a result of many triggers factors, such as earthquakes, ground movements and others that can be noticed its influence during the tillage activities. The control of instability triggers factors can be achieved through the determination of global and local pit security, which would avoid economy and human lives losses during the project's lifetime. This Academic Work develops the analysis of stability for the slopes of two pits of the quarry called "La Tormenta", which is located in Palca District, Province of Tarma, and Department of Junín and belongs to Las Camelias S.A. Mining. This company extract talc, which is non-metallic mineral that is used as an aggregate in ceramic Industry. This research is part of the mining plan, which is presented to the Regional Government of Energy and Mines, this document is required to give the final approval before mining activities in non-metallic quarries start. Therefore, this academic work is governed by current National Regulations that are directly or indirectly related to this project. The aim of this research is to review and elaborate previous studies like topographic, hydrological, geological and seismic risks. The elaboration of these studies was the basis of the approach of the geotechnical model; because it allowed us to know the local geography and geology, the runoff of the area and seismic risk. Knowing all the aspects listed above assure better management of the environmental conditions of the geotechnical model. To conclude, the geological model considered the laboratory results for the properties of the rock, failure criteria such as the generalized of Hoek-Brown or Mohr –Coulomb and the optimal geometries for mining proposed by the geology area. The analysis was developed in statics and pseudo-static conditions using limit equilibrium method, with Slide 6.0 software. Results bring us safety factors above the minimum required by national regulations.

Key words: Slope, Stability analysis, Limit equilibrium.

# I. INTRODUCCIÓN

## 1.1. GENERALIDADES

La estabilidad de taludes, es uno de los factores críticos en la economía y seguridad de operaciones mineras a cielo abierto; así como en la identificación, control y mitigación de riesgos geodinámicos. Según lo expuesto, el problema de estabilidad de taludes tiene gran incidencia en los costos de producción de una explotación minera superficial (Morales, 2000).

En las canteras de minería no metálica (agregados para la fabricación de cerámicos); existe el potencial riesgo de deslizamientos en las actividades de explotación a tajo abierto; como resultados de diversos factores (sismicidad, influencia del agua, etc.) que durante las actividades de exploración se advierte su influencia en problemas geotécnicos. Al presentarse estos deslizamientos causaran pérdidas económicas (mezcla de materiales de baja ley, uso de maquinaria para la rehabilitación de las condiciones óptimas de operación de la cantera, gastos en remediación de suelos frente a posible contaminación y otros); así mismo también podrían causar pérdidas de vida humana. Es por ello que requiere un diseño seguro de los taludes que garantice la estabilidad de estos, dando seguridad al desarrollo de las actividades de explotación y cierre de las canteras.

La cantera La Tormenta ubicada en el distrito de Palca, provincia de Tarma, departamento de Junín, perteneciente a la Compañía Minera Las Camelias S.A. se dedica a la extracción de agregados; los cuales son utilizados posteriormente como un agregado para la fabricación de cerámicos, con el sistema de explotación a cielo abierto y el método de extracción son bancos descendentes, los cuales conforman taludes de pendientes y paredes altas.

Visto en la etapa de exploración, los problemas geotécnicos que se presentaran debido a la modificación de la estructura del macizo rocoso, los cuales pondrán en riesgo las actividades de explotación de las canteras; así mismo observando que el Decreto Supremo N°018-92-EM Reglamento de procedimientos mineros en el Anexo I, exige un estudio geotécnico para los planes de minado y Decreto Supremo N°033-2005-EM ,reglamento para los planes de cierre de minas en el cual se indica que se debe garantizar la estabilidad física de los componentes a corto, mediano y largo plazo a fin de no generar accidentes ni riesgos al medio ambiente

Desde febrero de 2016, se han venido estudiando aspectos geológicos referentes a los diferentes proyectos de exploración en la concesión minera La Tormenta. Con los conocimientos sobre la geología regional y local, se realizó el presente trabajo académico, teniendo el objetivo de plantear soluciones (diseños geomecánicos para la obtención de taludes estables) y así mitigar los problemas indicados, colaborando a la empresa con un diseño de estabilidad de taludes adecuado en aras de permitir una adecuada explotación y cierre de los tajos. Para tal efecto, en las páginas siguientes se realiza el análisis correspondiente.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. OBJETIVO PRINCIPAL**

- Determinar la estabilidad global de los taludes en la explotación y cierre de dos tajos en la cantera La Tormenta en el distrito de Palca, provincia de Tarma y departamento de Junín.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar un levantamiento semi-detallado de información y elaborar estudios previos referentes de las condiciones topográficas, hidrológicas, geológicas y el peligro sísmico presente en la zona de estudio.
- Diseñar y analizar modelos geotécnicos de taludes de dos tajos usando el *software* Slide 6.0.
- Proponer taludes de corte estables para la explotación segura de los agregados en los dos tajos de la cantera y además estos presenten un factor de seguridad adecuado que cumpla con los criterios de estabilidad aceptados por normatividad nacional vigente y criterios aceptados internacionalmente.
- Proponer taludes estables para implementar en el plan de cierre de mina que se adecuen al relieve de la zona y devuelvan a las zonas afectadas una condición de uso compatible con las áreas cercanas.



## **II. REVISIÓN DE LITERATURA**

### **2.1. MARCO LEGAL**

En nuestro territorio nacional, es escasa normatividad específica para la determinación de criterios mínimos que garanticen la estabilidad de taludes para las etapas de explotación y cierre de minas no metálicas; sin embargo existe algunas leyes, decretos, normas y guías, que por relación directa o asociación, se pueden aplicar para poder desarrollar un estudio de estabilidad de taludes en minería no metálica. Las leyes, decretos, normas y guías se mencionan a continuación:

#### **2.1.1. LEY DE CIERRE DE MINAS-LEY N° 28090**

Ley que establece las obligaciones y procedimientos que deben cumplir los titulares de la actividad minera, pequeña, mediana y gran minería, para la elaboración e implementación de los planes de cierre de minas de las actividades en las que se han venido desarrollando durante la explotación de sus concesiones. Está Ley fue modificada por la Ley N° 28234 y la Ley N° 28507.

##### **a. Reglamento de la Ley de cierre de minas-D.S N° 033-2005-EM**

El reglamento de la Ley de Cierre de Minas, indica que los planes de cierre de mina deberán contener los estudios de estabilidad física para los componentes a corto, mediano y largo plazo a fin de no generar accidentes en los trabajadores, ni riesgos al medio ambiente donde se desarrolla la actividad extractiva.

#### **2.1.2. REGLAMENTO DE PROCEDIMIENTOS MINEROS-D.S N° 018-92-EM**

Este reglamento regula el contenido mínimo para la autorización de actividades de explotación en concesiones mineras metálicas y no metálicas, por lo cual indica que uno de los requisitos es el diseño del tajo sustentado con estudios de ingeniería geotécnica.

### **2.1.3. REGLAMENTO DE SEGURIDAD E HIGIENE MINERA-D.S N°046-2001-EM**

Este reglamento indica que la pendiente global del tajo será establecida bajo condiciones pseudo-estáticas, asumiendo aceleraciones sísmicas y lluvias para un periodo de retorno de 100 años.

### **2.1.4. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES-D.S N°011-2006-VIVIENDA**

El Reglamento Nacional de Edificaciones, es de aplicación y cumplimiento a nivel nacional; contiene dos normas que se toman como criterios para el desarrollo del presente trabajo académico.

#### **a. Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”**

Norma que establece las condiciones mínimas para que las estructuras tenga un comportamiento sísmico acorde con los principios de esta norma. Se podrá usar esta norma, en lo que sea aplicable, a toda obra diferente a las de edificaciones.

#### **b. Norma técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones”**

Norma que establece los requisitos mínimos para estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación y otras obras afines en los que sea aplicable.

### **2.1.5. GUÍAS AMBIENTALES APLICABLES**

Las guías publicadas por el Ministerio de Energía y Minas (MEM), que contienen información que puede ser aplicada el desarrollo del presente trabajo académico son:

- Guía ambiental para el manejo de relaves mineros.
- Guía ambiental para el cierre y abandono de minas.
- Guía ambiental para la perforación y voladura en operaciones mineras.
- Guía para la elaboración de planes de cierre de minas.
- Guía para el diseño de coberturas de depósitos de residuos mineros.

- Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina.
- Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.

## **2.2. CONCEPTOS GENERALES**

### **2.2.1. TALUD**

Talud es aquella superficie que posee una inclinación respecto a una línea horizontal de referencia. Los taludes son de formación natural y antrópica los cuales se denominan laderas y taludes artificiales respectivamente.

### **2.2.2. ESTABILIDAD DE TALUDES**

La estabilidad es la seguridad de una masa de tierra u bloque rocoso contra la falla y el factor de seguridad al deslizamiento es el criterio de análisis matemático que nos ayuda a relacionar la colaboración de las fuerzas que tienden a producir movimientos con aquellas fuerzas que tienden a evitarlo. De lo publicado por Barrera y Campaña (2003) se puede concluir que un talud se encuentra seguro y libre de deslizamiento si los esfuerzos resistentes son mayores a los esfuerzos que producen deslizamiento.

Da Costa García (2004) concluye que el hecho que exista una superficie de deslizamiento con un factor de seguridad bajo equivale a decir que para las condiciones de análisis del talud se han generado deformaciones que producen un aumento de las fuerzas motoras, las cuales están sujetas a una incertidumbre de cálculo ya que las teorías propuestas por Rankine o Coulomb para la presión de tierras no representan generalmente el valor de las fuerzas motoras ya que estas se vuelven muy superiores a las calculadas por las teorías tradicionales.

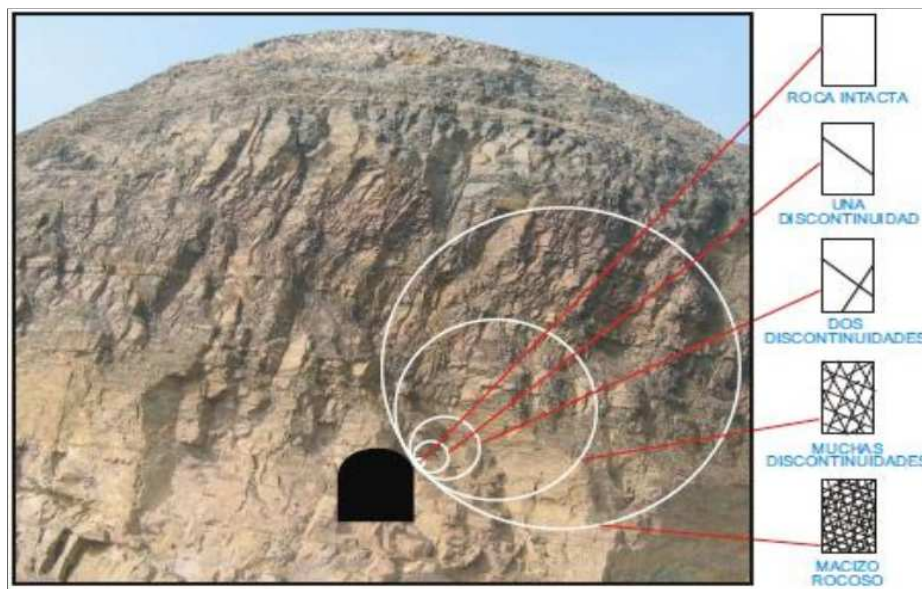
### **2.2.3. MACIZO ROCOSO**

Según González et al (2002), el macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa, denominada roca intacta, así como de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio rocoso. Así mismo indica que mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos, heterogéneos y se puede considerar una resistencia a la tracción nula.

**a. Roca intacta**

González et al (2002) publica que la roca intacta es el material rocoso exento de discontinuidades, que puede considerarse continuo. También indica que la roca intacta o matriz rocosa a pesar de poder considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral y mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

En la figura 1 se presenta una imagen donde se puede visualizar la roca intacta, discontinuidades que son algunos de los componentes del macizo rocoso.



Fuente: Geología aplicada- Introducción a la mecánica de rocas-(Morales, W ,2014)

**Figura 1: Macizo rocoso y roca intacta**

**2.2.4. FACTOR DE SEGURIDAD**

Suarez,J.comp s.f. indica que Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre el esfuerzo al corte del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla a lo largo de una superficie supuesta de posible falla.

Según Suarez (1998) se puede concluir que el factor de seguridad en una superficie potencial de deslizamiento consiste en dividirla en dovelas y verificar las condiciones de equilibrio individual para luego analizar el equilibrio de las sumatorias de fuerzas o momentos.

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma CE.020 “Estabilización de suelos y taludes”, indica que el factor de seguridad mínimo del talud deberá ser 1.5 para condiciones estáticas y 1.25 para condiciones pseudo-estáticas.

Finalmente, OSINERGMING (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, PE), publicó la Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores mineras subterráneas, guía en la cual presenta la Tabla 1-Factores de seguridad en minería.

**Tabla 1: Factores de seguridad en minería**

Plazo	Factor de seguridad	Observación
Estabilidad a largo plazo	Mayor igual a 1.5	Periodo mayor a 1 año
Estabilidad a mediano plazo	Rango de 1.3 hasta 1.5	Periodo menor a 1 año
Estabilidad a corto plazo	Rango de 1.1 hasta 1.3	Periodo menor a 3 meses

Fuente: Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores mineras (2017)

### **2.2.5. MECANISMO DE ROTURA**

Los mecanismos de rotura son las interacciones físicas que se producen en los macizos de estudio que ven incrementadas las fuerzas actuantes causando disminución en la resistencia hasta que el movimiento empieza a presentarse y se propaga completamente en sí mismo.

Existen diferentes mecanismos de rotura que se pueden producir en taludes rocosos, pero en este trabajo académico se abarcará el deslizamiento circular en un macizo rocoso homogéneo e isótropo.

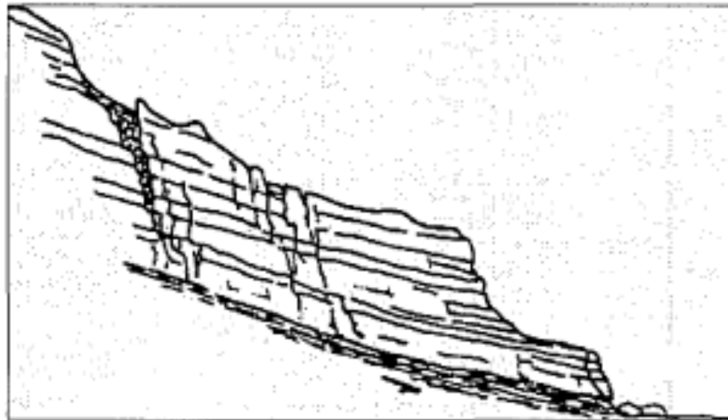
#### **a. Deslizamientos**

Los deslizamientos son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material (Ibérico, 2015).

### **a.1. Deslizamientos traslacional**

El desplazamiento de traslación se da cuando la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada, por discontinuidades bien marcadas con menor resistencia al corte y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Suarez, s.f).

La figura 2, muestra un deslizamiento traslacional.



Fuente: IGME, 1985

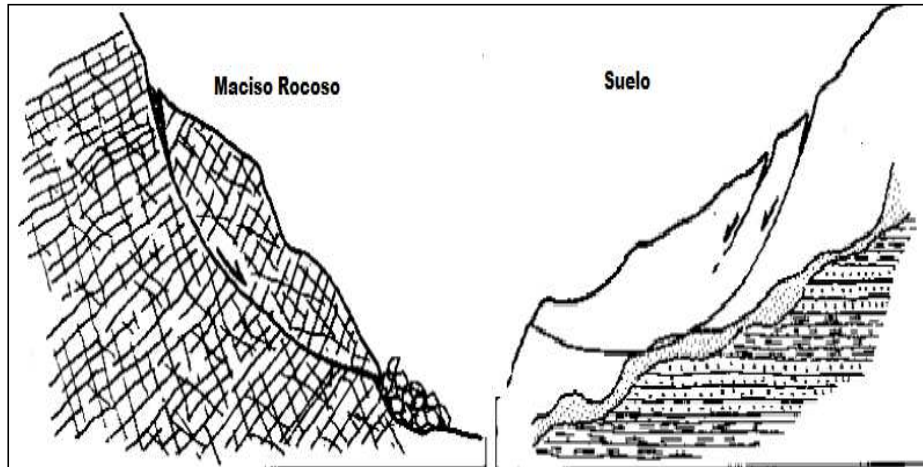
**Figura 2: Deslizamiento traslacional**

### **a.2. Deslizamientos rotacionales**

Son aquellos que tienen lugar a lo largo de una superficie de rozamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava, con una naturaleza más o menos rotacional alrededor de un eje dispuesto paralelamente al rumbo del talud.

Según Melentijevic (2005) en medios rocosos, la razón predominante para que se produzca esta rotura es la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de las juntas, por lo que las superficies de deslizamiento se desarrollan en las juntas de macizos muy diaclasados con tamaño de bloques muy pequeños respecto al talud, también menciona que es muy frecuente en rocas blandas, meteorizadas o aquellas que son ricas en partículas arcillosas; por lo que se puede aplicar los métodos de cálculos de dovelas típicas y válidas para suelos.

En la figura 3 se muestra una imagen comparativa entre un deslizamiento rotacional en roca y suelo.

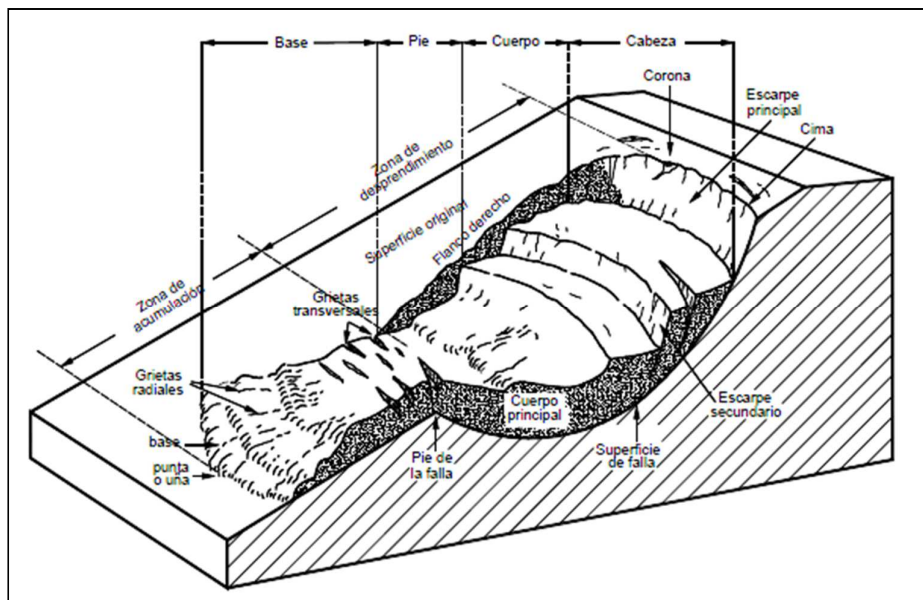


Fuente: Deslizamientos análisis geotécnico -Suarez, J. (2002).

**Figura 3: Deslizamiento rotacional en material rocoso y suelo**

### a.3. Partes de un deslizamiento

Un deslizamiento cuenta con muchas partes y en la figura 4 se muestran las partes de un deslizamiento; se puede observar dos partes importantes que son la zona de desprendimiento y la zona de acumulación.



Fuente: Deslizamientos análisis geotécnico- Suarez, J. (2002).

**Figura 4: Partes de un deslizamiento**

## 2.2.6. FACTORES CONDICIONANTES DE INESTABILIDAD

El análisis de los movimientos es de primordial importancia en el reconocimiento de los factores que condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos otros que actúan como desencadenantes de los movimientos. El reconocimiento de ambos factores permite una evaluación del peligro existente (Ayala et al, 1985).

Según Ayala et al. (1985) algunos de los factores más importantes que influyen en la estabilidad son los que se muestran a continuación:

- . El agua proveniente de ríos, aguas subterráneas y lluvia constituyen los agentes de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en aparición de inestabilidades.
- . El hielo a través de la transformación del agua intersticial y la contenida en las discontinuidades produce disgregación mecánica de la estructura lo que se traduce en una reducción de la cohesión, mientras que la nieve en algunos puntos del talud producen sobrecargas y las acciones mismas del agua.
- . Los sismos constituyen un factor desencadenante de deslizamientos cuando las aceleraciones de las ondas que se propagan originan una fluctuación del estado de esfuerzos en interior del terreno afectando la estabilidad de los taludes a través de la perturbación de la trabazón intergranular de los materiales disminuyendo su cohesión.
- . La actividad biológica a través de la vegetación la cual ayuda a mantener la estabilidad de los taludes mediante las raíces, siendo que estas aumentan la unión de los componentes del suelo y contribuyen al drenaje absorbiendo el agua contenida en el suelo. Por otro lado las raíces pueden actuar en forma negativa al disgregar el terreno desplazando grandes bloques producto de su acción mecánica sobre grietas y fisuras.
- . La subsidencia regional que actúa como un factor condicionante de la estabilidad y desencadena movimientos cuando está asociada a fenómenos sismo tectónicos.
- . Las excavaciones son uno de los factores desencadenantes ya que producen una variación del estado de equilibrio del terreno que se traducen en descalces de las superficies de deslizamiento y desequilibrio de masas.



- . Las voladuras actúan como desencadenantes ya que las ondas de compresión originan grietas radiales que amplían la red de fracturación preexistente del terreno creando nuevas superficies potenciales de deslizamiento.

## **2.3. CRITERIOS DE ROTURA**

### **2.3.1. CRITERIO DE ROTURA LINEAL DE MOHR-COULOMB**

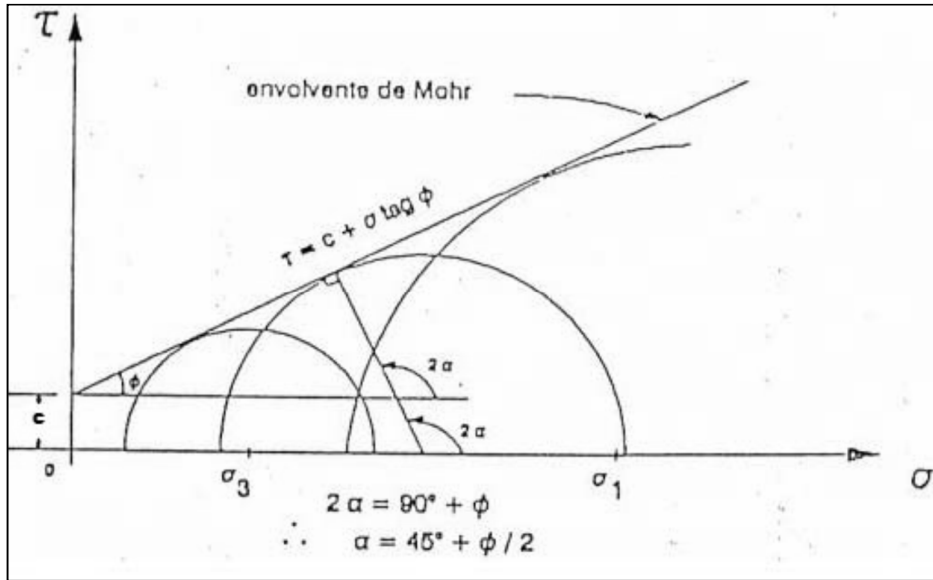
La ETSECCPB (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, s.f) publica que el criterio de rotura de Mohr –Coulomb, fue introducido por primera vez por Coulomb en el año 1773; inicialmente pensado para el estudio en suelos. Es un criterio de rotura lineal, lo que significa que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal. Para este criterio se define la rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano donde la superficie de fluencia es de la forma  $\tau=f(\sigma)$ ; por lo que la ecuación matemática de dicho criterio es la siguiente:

$$\tau=c+\sigma_n \tan \phi$$

Donde:

- .  $c$  es la cohesión, constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- .  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material.
- .  $\tau$  es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura
- .  $\sigma_n$  es la tensión normal que actúa en el plano de rotura.

En la figura 5 se presenta el gráfico de la envolvente del criterio de Mohr-Coulomb, en el espacio de tensiones normal y tangencial, apreciándose que la ecuación de la superficie de rotura es la recta tangente a todos los círculos de falla. También se puede apreciar que el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr, por lo que los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan por encima se encuentran en rotura. Finalmente aquella zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente.



Fuente: Deslizamientos análisis geotécnico- Suarez, J. (2002).

**Figura 5: Envoltura de rotura del criterio de Mohr-Coulomb**

De la figura 5, se puede deducir las siguientes ecuaciones para determinar el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

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

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

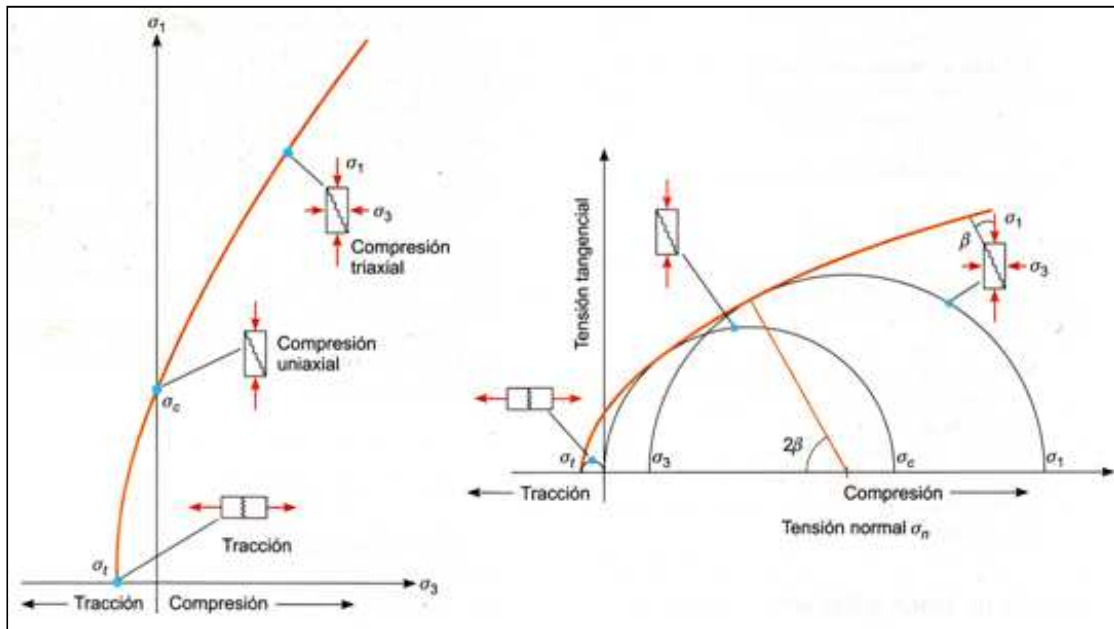
Donde:

- $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material.

### 2.3.2. CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL DE HOEK Y BROWN-2002

El criterio de rotura de Hoek y Brown es su última versión tiene la misma expresión que la versión generalizada de 1997 aunque introduce un nuevo parámetro denominado factor de alteración (D), dando lugar a una distinta formulación para la obtención de los parámetros del criterio (Hoek et al, 2002).

En el figura 5, se muestra la envolvente de Hoek-Brown.



Fuente: Diplomado en mecánica de rocas- Barriales (s.f)

**Figura 6: Envoltente de rotura del criterio de Hoek-Brown**

La expresión matemática propuesta por Hoek et al (2002) para el criterio es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{Ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{Ci}} + s \right)^a$$

Donde:

- $\sigma'_1, \sigma'_3$  y  $\sigma_{Ci}$  son la tensión principal mayor efectiva en rotura, la tensión principal menor efectiva en la rotura y la resistencia a compresión simple de la roca intacta respectivamente.
- $m_b$  es el valor reducido correspondiente al material intacto  $m_i$  para el macizo rocoso.
- $s$  y  $a$  son el valor de las constantes que depende de las características del macizo rocoso.

El cálculo de los valores para los parámetros descritos viene dado por las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\left(\frac{GSI}{15}\right)} - e^{-\left(\frac{20}{3}\right)} \right)$$

Donde:

- . GSI es el *Geological Strength Index* dado por (Hoek, 1994).
- . D es el factor de alteración del criterio de rotura de Hoek y Brown.

La resistencia a la compresión uniaxial y la resistencia a la tracción se calcula cuando se reemplaza  $\sigma'_3 = 0$  y  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_t$  respectivamente en la ecuación de Hoek-Brown obteniéndose las siguientes expresiones matemáticas:

$$\sigma_c = \sigma_{Ci} s^a$$

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{Ci}}{m_b}$$

#### a. Estimación del factor de alteración “D”

Hoek et al (2002) indican que la experiencia en el diseño de grandes taludes de tajos a cielo abierto ha mostrado que el criterio generalizado de Hoek-Brown para macizos rocosos no alterados con “D” igual a cero da lugar a parámetros de resistencia del macizo rocoso considerados optimistas; por otro lado, para macizos rocosos alterados producto de las voladuras es apropiado considerar un factor de alteración “D” igual a uno.

Hoek et al (2002) publican que está claro que sobre el grado de alteración en el macizo rocoso circundante a una excavación puede influir un gran número de factores que no es posible cuantificar estos de manera precisa. Sin embargo, a partir de diversas experiencias y del análisis de todos los detalles recogidos en diferentes artículos publicados, Hoek et al publicaron una tabla que intenta establecer una guía para estimar el factor de alteración “D”.

La Tabla 2 publicada por Hoek et al (2002), muestra los valores del factor de alteración para el criterio de rotura de generalizado de Hoek-Brown; el cual depende del grado de alteración “D” del macizo rocoso producto de relajación de esfuerzos causados por excavaciones.

**Tabla 2: Guías para la estimación del factor de alteración “D” del criterio de rotura de Hoek-Brown**

Apariencia	Descripción del macizo rocoso	D sugerido
	Excelente calidad de voladura o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladura) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance la alteración puede ser severa a menos que se coloquen contra bóveda temporal, tal como se muestra e la figura.	D=0  D=0.5 (No invert)
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 metros en macizo rocoso circundante	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 (Good Blasting)  D=1.0 (Poor Blasting)
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 (Production blasting)  D=0.7 (Mechanical excavation)

Fuente: Hoek et al, 2002

**b. Determinación del valor de  $m_i$  para la roca intacta**

Los valores para determinar el parámetro “ $m_i$ ” de la roca intacta se muestra en la Tabla 3.

**Tabla 3: Valores de “ $m_i$ ” para la roca intacta**

Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clástica		Conglomerado-19-a 24	Arenisca-13 a 21	Limolita-5 a 9	Argilita-2 a 6
			Brecha-14 a 24		Grauvaca-15 a 21	Esquisto-4 a 8
						Marga-5 a 9
	No Clástica	Orgánica				Tiza-5 a 9
		Carbonata da	Caliza Cristalina-9 a 15	Caliza esparitica-8 a 12	Caliza micritica-7 a 11	Dolomitas-6 a 12
	Evaporitas		Yeso-16	Anhidrita-10 a 12		
Metamórfica	No foliada	Mármol-6 a 12	Hornblenda-15 a 23	Cuarcita-17 a 23		
	Ligeramente foliada	Migmatita-30	Anfibolita-25 a 31			
	Foliada	Gneis-23 a 33	Esquistos-9 a 15	Filita-4 a 10	Pizarra-3 a 11	
Ígnea	Plutónica	Clara	Granito-29 a 35	Diorita-20 a 30		
			Granodiorita-26 a 32			
		Oscura	Gabro-24 a 30	Dolerita-11 a 21		
			Norita-15 a 25			
	Hipabisal		Porfido 15 a 25		Diabásica-10 a 20	Peridotitas-20 a 30
	Volcánico	Piroclastos	Agloramerado-16 a 22	Brecha-14 a 24	Toba-9 a 18	
		Lava		Riolita-20 a 30	Dacita-22 a 28	Obsidiana-16 a 22
				Andesita-20 a 30	Basalto-20 a 30	

Fuente: Serrano, 1999

c. **Determinación del valor de la resistencia a la compresión uniaxial**

La Tabla 4, muestra los valores aproximados para la resistencia a la compresión uniaxial.

**Tabla 4: Estimaciones de la resistencia a la compresión uniaxial**

<b>Grado</b>	<b>Termino</b>	<b>FCU (MPa)</b>	<b>Carga índice (MPa)</b>	<b>Estimación de campo de fuerza</b>	<b>Ejemplos</b>
R6	Extremadamente Fuerte	>250	>10	El espécimen solo puede ser astillado con un martillo geológico	Basalto fresco, chert, Diabas, gneis, granito, cuacita
R5	Muy Fuerte	100-250	4-10	El espécimen requiere muchos golpes de un martillo geológico para fracturarlo	Anfibolita, arenisca, Basalto, gabro, gneis, Granodiorita, piedra caliza, mármol, riolitas, toba.
R4	Fuerte	50-100	2-4	No se puede raspar o descortezar con un cuchillo de bolsillo, la muestra puede ser fracturada con un solo golpe de un martillo geológico.	Piedra caliza, mármol, phyllite, piedra arenisca, esquisto.
R3	Medio fuerte	25-50	1-2	No se puede raspar o descortezar con un cuchillo de bolsillo, la muestra puede ser fracturada con un solo golpe del martillo geológico.	Arcilla, carbón, hormigón, Esquisto
R2	Débiles	5-25	-	Se puede descortezar con dificultad con un cuchillo de bolsillo. La identificación se realiza con un golpe firme con la punta de un martillo geológico	Tiza, roca, potasa
R1	Muy débiles	15	-	Se desmorona bajo golpes firmes con la punta de un martillo geológico, pueden ser descortezados por un cuchillo de bolsillo	Altamente resistido o roca alterada.
R0	Extremadamente débiles	0.25-1	-	Indentado por la miniatura	Gubia de falla rígida

Fuente: ISRM, 1981

**d. Clasificación geomecánica –Rock Mass Rating (RMR<sub>89</sub>)**

Propuesto por Bieniawski (1989), es un sistema que clasifica a los macizos rocosos con puntuaciones de cero a 100; para ello incorpora la valoración de los parámetros como la resistencia a la roca intacta, *Rock Quality Designation* (RQD), espaciamiento de las discontinuidades, condición de las discontinuidades y el agua subterránea a las cuales les asigna un valor y la suma de todos estos valores determinara la clase de macizo rocoso. En la Tabla 5, se muestra la interpretación según este sistema de clasificación.

**Tabla 5: Interpretación de los valores RMR<sub>89</sub>**

Descripción	RMR <sub>89</sub>	Clase de macizo rocoso
Roca muy buena	81-100	I
Roca buena	61-80	II
Roca Regular	41-60	III
Roca mala	21-40	IV
Roca muy mala	0-20	V

Fuente: Bieniawski (1989)

**d.1. Rock Quality Designation (RQD)**

Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al RQD, tal como se aprecia en la figura 7, sin dejar de mencionar que el RQD<sub>max</sub> corresponde a la siguiente relación propuesta por Priest y Hudson (1976):

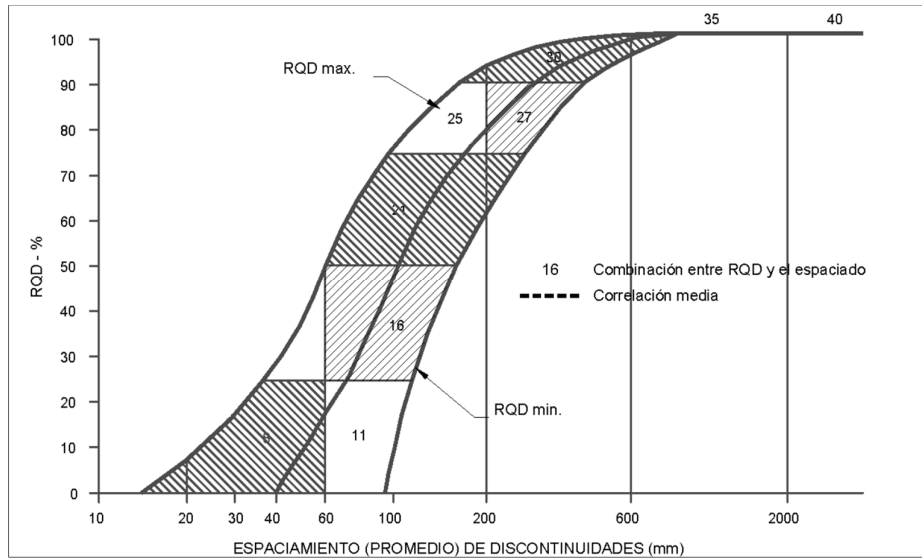
$$RQD = 100xe^{-0.1\lambda x}(0.1\lambda + 1)$$

Donde:

- $\lambda$  es igual a 1/(frecuencia de discontinuidades)

Relacionar el espaciamiento de las discontinuidades con el RQD usando la figura 7, conlleva a estimaciones conservadoras para estos parámetros.





Fuente: Bieniawski, 1989

**Figura 7: Relación entre espaciamento de discontinuidad y RQD**

**d.2. Relación entre RMR89 y GSI**

Según Hoek et al (1995), la relación entre el GSI y el RMR<sub>89</sub> se establece con la siguiente relación:


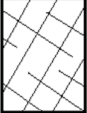

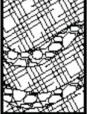
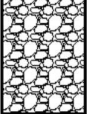

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

**e. Clasificación geomecánica -Geological Strength Index (GSI)**

Propuesto por Hoek et al (1995) para su uso en el criterio de rotura de Hoek-Brown ya que el uso del RMR ya no es adecuado, el GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo las cuales se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración de la roca, mientras que para las condiciones de superficie se tiene en cuenta si esta alterada, ha sufrido erosión o la textura que presenta. (ETSECCPB-Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, s.f).

La Tabla 6 propuesta por Hoek y Marinos (2000), muestra valores para poder estimar el valor del GSI a partir de las observaciones realizadas en campo.

**Tabla 6: Estimación del índice de resistencia geológico GSI**

<p>INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO GSI (Hoek &amp; Marinos, 2000). A partir de la litología, estructura y la condición de superficie de las discontinuidades, se estima el valor promedio de GSI. No intente ser muy preciso. Escoger un rango de 33 a 37 es mas realista que fijar GSI=35. También notar que esta tabla no se aplica a mecanismos de falla controlado por estructuras. Donde se presenten planos estructuralmente débiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavación, estos dominarán el comportamiento del macizo rocoso. La resistencia al corte de las superficies en rocas que son propensas a deteriorarse como resultado de cambios en la humedad, se reducirá cuando exista presencia de agua. Cuando se trabaje con rocas de categoría regular a muy mala, puede moverse hacia la derecha para condiciones húmedas. La presión de poros se maneja con un análisis de esfuerzos efectivos.</p>		<p>CONDICIONES SUPERFICIALES</p> <p>MUY BUENA Muy rugoso, Superficies frescas sin meteorización</p> <p>BUENO Rugoso, ligeramente meteorizada, superficies con óxido.</p> <p>REGULAR Lizas, moderadamente meteorizadas y superficies alteradas.</p> <p>MALA Espejo de falla, altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o rellenos o fragmentos</p> <p>MUY MALA Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento de arcilla suave o rellenos</p>				
ESTRUCTURA		DISMINUYE CALIDAD DE SUPERFICIE →				
 <p>Intacta o Masivo: Especímenes de roca intacta o masivo in roca in situ con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.</p>	90	80		N/A	N/A	
 <p>Levemente fracturado: Macizo rocoso no disturbado, muy bien entrelazado, constituido por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades</p>		70	60			
 <p>Moderadamente Fracturado: Entrelazado, macizo rocoso parcialmente disturbado con bloques angulosos de varias caras formado por 4 o más familias de discontinuidades</p>			50			
 <p>Muy Fracturado/Disturbado/Agrietada: Foleada con bloques angulosos formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Persistencia de planos de estratificación o esquistocidad</p>			40	30		
 <p>Desintegrado: Pobremente entrelazado, macizo altamente fracturado compuesto de una mezcla de pedazos de rocas angulosas y redondeadas</p>				20		
 <p>Foliado/Laminado/Cizallado: Falta de formación de bloques debido al pequeño espaciado o esquistocidad débil o planos de corte</p>	N/A	N/A			10	

Fuente: Hoek and Marinos ,2000

### 2.3.3. LINEALIZACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN

Puell et al (2004) publican que si se requieren emplear los parámetros de cálculo según el modelo de Mohr-Coulomb, pero teniendo en cuenta el criterio de rotura de Hoek-Brown, es necesario realizar una simplificación que consiste en linealizar la envolvente de la curva de rotura del criterio de falla generalizado de Hoek Brown.

Existen varios métodos para realizar esta operación, pero en este trabajo académico se empleará el método de equivalencia de áreas, método que se encuentra integrado en el *software* Slide 6.0. La linealización por equivalencia de áreas presenta una mejor coherencia aunque aún mantiene inconvenientes inherentes a la linealización como son la sobreestimación y minusvaloración de la resistencia del macizo rocoso (Puell et al, 2004).

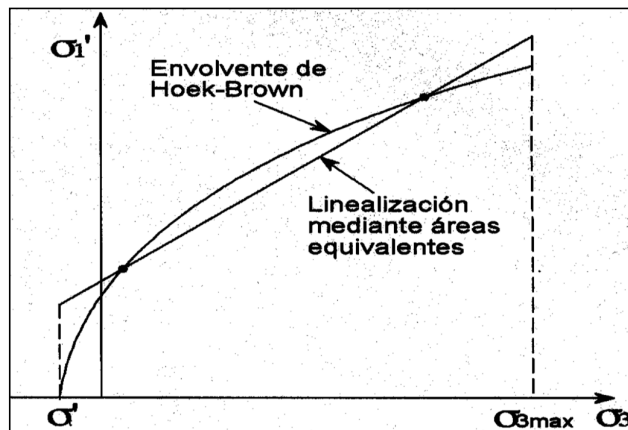
#### a. Método de la equivalencia de áreas

Según Hoek et al (2002) y Puell et al (2004) este método consiste en trazar una recta que equilibre las áreas entre la envolvente curva de Hoek-Brown, como se muestra en la figura 8, y resolver para un determinado rango de tensiones que cumplan la siguiente condición:

$$\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3\max}$$

Donde:

- $\sigma'_t, \sigma'_3$  y  $\sigma'_{3\max}$  son respectivamente la resistencia a tracción, esfuerzo principal menor y la tensión de confinamiento máxima que se espera, determinada para cada caso.



Fuente: Revista de Obras públicas N°3446 –Puell et al (2004)

Figura 8: Linealización por el método de equivalencia de áreas

De la aplicación de la metodología de linealización se obtiene las siguientes relaciones matemáticas para el ángulo de fricción interna y la resistencia cohesiva (Hoek et al, 2002):

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Así mismo las relaciones matemáticas para el cálculo de los parámetros de las relaciones matemáticas anteriores se muestran a continuación (Hoek et al, 2002):

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b+4s-a(m_b-8s)](m_b/4+s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Donde:

- $\sigma'_{cm}$  es la resistencia del macizo rocoso global.
- $\sigma'_{3max}$  es la tensión de confinamiento máxima.
- H es la altura global del talud.
- $\gamma$  es el peso específico del macizo rocoso.
- $m_b$  es el valor reducido correspondiente al material intacto  $m_i$  para el macizo rocoso.
- s y a valores de las constantes que depende de las características del macizo rocoso.
- $\sigma_{ci}$  es la resistencia a compresión simple de la roca intacta.

Entonces, la resistencia al corte según el criterio de rotura de Mohr - Coulomb según los parámetros anteriormente calculados es la siguiente:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

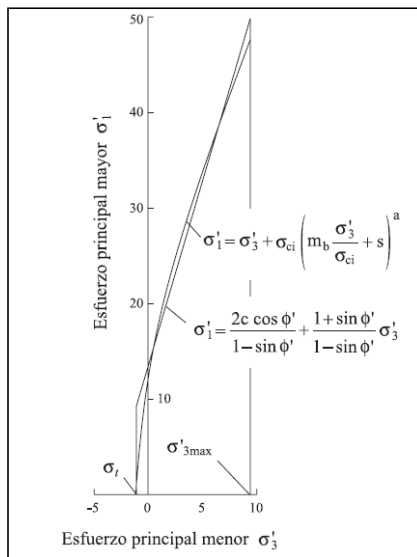
En donde según Balmer (1952) los esfuerzos normales y al corte están relacionados con los esfuerzos principales mediante las siguientes relaciones matemáticas:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \left[ \frac{a m_b (s + m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^{a-1}}{2 + a m_b (s + m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^{a-1}} \right]$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \left[ \frac{\sqrt{a m_b (s + m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^{a-1}}}{2 + a m_b (s + m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^{a-1}} \right]$$

Lo anteriormente viene dado por las relaciones entre los esfuerzos principales menores y mayores para los criterios de Hoek-Brown y su equivalente de Mohr -Coulomb que se pueden ver en la figura 9 y está dado por la siguiente ecuación (Hoek et al, 2002):

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$



Fuente: Hoek et al 2002

**Figura 9:** Relación de esfuerzos  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$  para Mohr Coulomb y Hoek-Brown

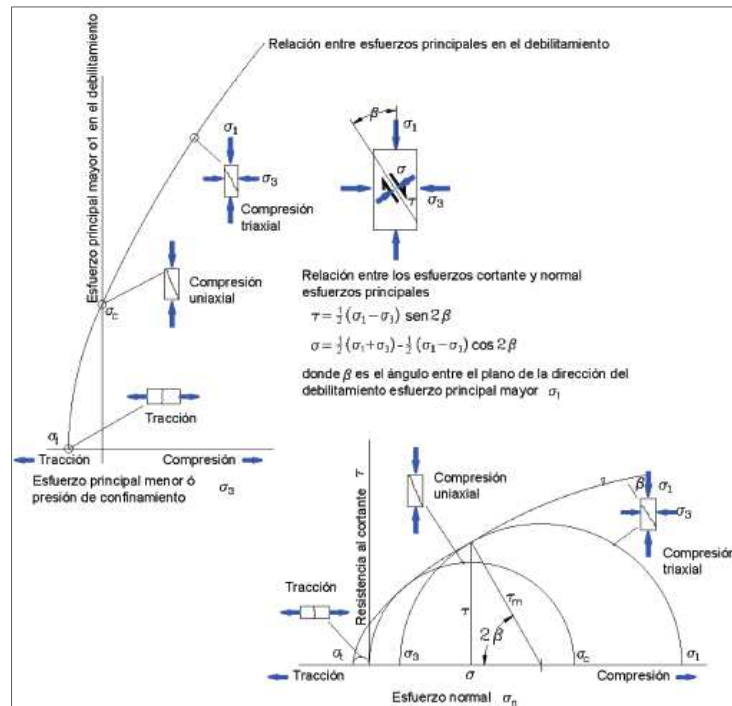
## 2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

### 2.4.1. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo de compresión simple tiene como objetivo determinar la resistencia máxima a la compresión de una muestra cilíndrica de testigo, la cual es sometida a una carga axial sin ninguna carga de confinamiento, que debe ser aplicada de manera continua e incrementada gradualmente hasta que la muestra falle. El esfuerzo normal vertical sobre el espécimen, cuando la falla ocurre, es conocido como la resistencia a la compresión simple o resistencia a la compresión no confinada (Huamán et al ,2017).

### 2.4.2. ENSAYO TRIAXIAL

Ensayo que permite determinar la resistencia a la compresión de una muestra cilíndrica de roca, que es sometida a una presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) constante mientras se le aplica una carga axial ( $\sigma_1$ ) de manera continua y gradual. A partir de cada par de valores  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  se podrá construir la envolvente de esfuerzos del criterio de falla generalizado de Hoek y Brown desde la cual se puede obtener la constante de roca intacta  $m_i$  u otros (Huamán et al, 2017).



Fuente: Guía de criterios geomecánicos –OSINERGMIN (2017)

Figura 10: Envolverte de rotura del criterio de Hoek y Brown

## 2.5. MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos de cálculo de estabilidad sirven para diseñar las secciones geométricas de un talud de tal manera que estas cumplan con las condiciones necesarias que aseguren su estabilidad. En la Tabla 7, se muestra dos de las metodologías más utilizadas en los análisis convencionales de estabilidad de taludes.

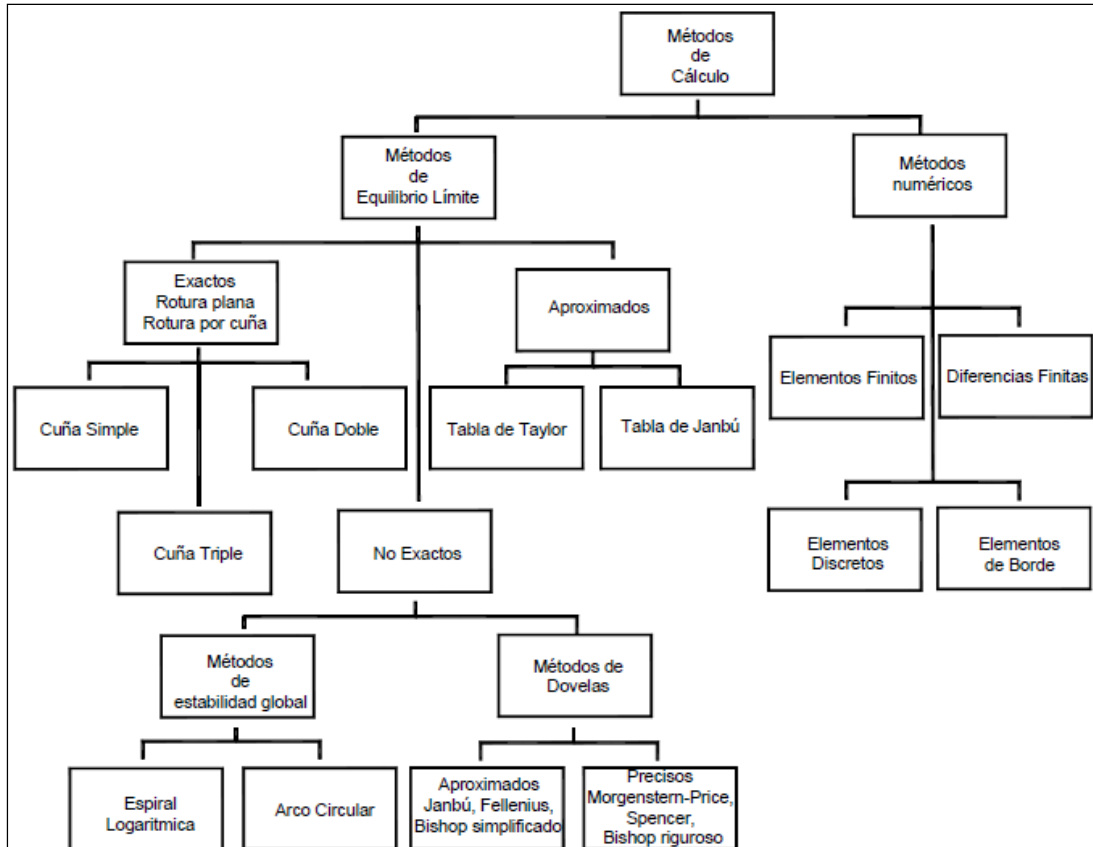
**Tabla 7: Métodos de cálculo de estabilidad de taludes**

Método	Ventajas	Limitaciones
Equilibrio Límite	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Existe una gran cantidad de paquetes de software.</li> <li>. Se obtiene un número de factor de seguridad.</li> <li>. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc.</li> <li>. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad.</li> <li>. El resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice.</li> <li>. No incluye análisis de las deformaciones.</li> </ul>
Métodos numéricos	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Permite simular procesos de deformación.</li> <li>. Permite determinar la deformación del talud y el proceso de falla.</li> <li>. Existen programas para trabajar en dos y tres dimensiones.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Es complejo y no lineal.</li> <li>. Comúnmente no se tiene conocimiento de los valores reales a utilizar en la modelación.</li> <li>. Se presentan varios grados de libertad.</li> <li>. No permite modelar roca muy fracturada.</li> </ul>

Fuente: Suarez (2002)

El método de equilibrio límite tiene la ventaja de su simplicidad y que provee el factor de seguridad como índice de estabilidad, siendo adecuado normalmente cuando el mecanismo de rotura se conoce o puede suponerse previamente, y cuando el comportamiento mecánico de las superficies de rotura es dúctil. (Melentijevic, 2005)

Una visión general de las diferentes formas en las cuales se pueden abordar el análisis de estabilidad de un talud se presenta en la figura 11.



Fuente: Análisis geotécnico, Capítulo 4- Jaime Suarez (s.f)

**Figura 11: Métodos de cálculo de la estabilidad en taludes**

Los métodos de equilibrio límite debido a que son los más utilizados por su gran sencillez y porque, si bien es cierto tienen incertidumbres, el factor de seguridad que proporciona se asemeja al valor real. (Melentijevic, 2005)



### **2.5.1. MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE**

Suárez (2002) dice que el análisis de estabilidad bajo este método consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento. Así mismo, publicó los diferentes métodos de análisis por equilibrio límite que tienen en común la comparación de fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una superficie de falla.

### **2.5.2. CONDICIONES DE ANÁLISIS**

#### **a. Condición estática**

La publicación realizada por Viejo (2016), nos permite mencionar que los modelos de equilibrio límite que se usan para determinar la estabilidad de un talud se basan en un planteamiento físico matemático utilizando las ecuaciones de la estática, para así poder determinar el equilibrio de una masa potencialmente inestable.

Valiente et al (2015) enumera las fuerzas que intervienen en el planteamiento matemático del análisis estático de taludes, utilizando el método de cálculo por equilibrio límite, las cuales se mencionan a continuación:

- . Peso total de la dovela (rebanada).
- . Fuerza normal en la base de la línea de falla.
- . Fuerza cortante en la base de la línea de falla.
- . Fuerzas horizontales entre rebanadas.
- . Fuerzas externas aplicadas.
- . Fuerzas verticales entre rebanadas.
- . Empuje de agua.

Valiente et al (2015) nos da a entender que el planteamiento físico matemático utiliza estas fuerzas en las ecuaciones de la estática, sumatoria de fuerzas y sumatoria de momentos, que junto con el criterio de rotura seleccionado no son suficientes para resolver el sistema de ecuaciones por lo que algunos métodos de análisis como Bishop, Spencer, etc. deben realizar

una serie de hipótesis respecto a las direcciones, magnitudes y puntos de aplicación de las fuerzas para de esta manera poder resolver el sistema de ecuaciones que aborda el planteamiento físico matemático.

#### **b. Condición pseudo-estática**

Martínez et al (2011) menciona que desde los años 1920s la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una condición en la cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales, esta forma de análisis se denomina pseudo-estático.

Sepúlveda (2011) hace mención que esta condición de análisis utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales debidas a los efectos de las vibraciones de un evento sísmico. Según Kramer (1996), las magnitudes de las fuerzas pseudo-estáticas se pueden determinar con las siguientes formulas:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h w$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v w$$

Donde:

- .  $F_v, F_h$  son las fuerzas inerciales que actúan en el centro de masa.
- .  $a_v, a_h$  son las aceleraciones horizontales y verticales.
- .  $k_v, k_h$  son los coeficientes pseudo-estáticos horizontales y verticales.
- .  $W$  es el peso de la masa de falla.
- .  $g$  es la aceleración de la gravedad.

## 2.6. PELIGRO SÍSMICO

Suarez (s.f), publicó que el análisis de peligro sísmico incluye la predicción cuantitativa de la intensidad del sismo en un sitio en particular, el cual puede analizarse de forma determinística o probabilística.

### 2.6.1. ACELERACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento que publicó el Reglamento Nacional de Edificaciones donde se encuentra la norma CE.020 “Estabilización de suelos y taludes”, la cual indica que el coeficiente sísmico para proyectos de estabilidad de taludes corresponderá a un sismo de 475 años de periodo de retorno con 10 por ciento de probabilidad de excedencia; así mismo en la norma E030 “Diseño sismo resistente”, modificada en el año 2016 por Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA, en la que indica que la zonificación del peligro sísmico del territorio nacional del Perú está dividido en cuatro zonas.

Valiente et al (s.f) basándose en la norma E030 “Diseño Sismorresistente” presenta la Tabla 8 en donde se indican los factores de zona “Z”, que se interpreta como la aceleración máxima horizontal (Peak Ground Acceleration) en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedido en 500 años. Por otro lado, el Reglamento de Seguridad Minera en su Artículo 199 dispone que el talud general de los tajos sea establecido bajo condiciones pseudo-estáticas, asumiendo la máxima aceleración sísmica para un periodo de retorno de 500 años.

La Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Residuos Sólidos Provenientes de Actividades Mineras del MEM (Ministerio de Energía y Minas) indica que la aceleración de diseño está comprendida entre 1/2 y 2/3 del estudio de peligro sísmico en zona del proyecto.

**Tabla 8: Factor de zona del Perú**

<b>Zona</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Z (PGA)</b>	0.1	0.25	0.35	0.45

Fuente: Norma E030. Diseño sismorresistente

**Tabla 9: Clasificación de suelos de acuerdo a la amplificación sísmica**

Zona	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E030. Diseño sismorresistente

Valiente et al (s.f), presentan una ecuación para determinar la aceleración horizontal máxima de diseño, la cual se presenta a continuación:

$$a_{\max-d} = \text{PGA} \times S$$

Donde:

- . PGA es aceleración horizontal máxima (Ver Tabla 8).
- . S es factor de suelo (Ver Tabla 9).

#### **a.1. Coeficiente pseudo-estático**

Sepúlveda (2011) infiere que el coeficiente sísmico es aquel cuya magnitud es capaz de simular la naturaleza de un evento sísmico que dependen de la intensidad o aceleración, duración del movimiento y frecuencia.

Alva et al (s.f) hacen referencia a lo mencionado por Seed y Martín (1966), donde comentan que determinar el coeficiente lateral sísmico depende de la sismicidad del país y su naturaleza semi-empírica.

#### **a.2. Cálculo del coeficiente pseudo-estático**

- **Método empírico**

Alva et al (s.f) mencionan que constituye uno de los mayores problemas la acertada elección del coeficiente sísmico y hace referencia al criterio empírico para su selección, basándose que la mayoría de diseñadores considera que el coeficiente sísmico es uniforme en toda la altura

de una presa variando entre 0.05 y 0.25 en la dirección horizontal y entre 0 y 0.5 del valor horizontal en la dirección vertical. Asimismo menciona que los valores empíricos que estén en el orden de 0.1 a 0.2 probablemente pueden conducir a un diseño seguro, pero que aún existe incertidumbre.

Sepúlveda (2010) presenta la Tabla 10, que es un resumen de valores del coeficiente sísmico, extraído de Abramson et al (2002) y la cual se presenta a continuación.

**Tabla 10: Coeficientes sísmicos recomendados para el análisis pseudo-estático**

Coeficiente sísmico K	Observaciones
0.1	Sismo importante FS>1.0
0.15	Sismo de gran magnitud FS>1.0
0.15-0.25	Japón FS>1.0
0.05-0.15	Estado de California
0.1-0.15	Seed (1979),FS>1.15
1/3-1/2 de la aceleración pico superficial	Marcuson y Franklin (1983),FS>1.0
½ de la aceleración pico superficial	Hynes et al (1984), FS>1.0 y 20% de reducción de resistencia

Fuente: Abramson et al, 2002

- **Método chileno-Expresión de Saragoni**

Martínez et al (2011) hace referencia que en la práctica chilena el coeficiente vertical de las aceleraciones sísmicas son normalmente despreciadas cuando se utiliza el análisis en las condiciones pseudo-estáticas, mientras que para el coeficiente sísmico horizontal se utiliza la fórmula de Saragoni quien lo desarrollo basándose en el artículo de Noda y Uwave (1976).

Saragoni (1993) desarrolló una ecuación, para aquellas zonas en las que exista un estudio de peligro sísmico disponible, para determinar apropiadamente la aceleración máxima.

$$K_h = 0.3 \frac{a_{\max}}{g}; a_{\max} \leq 0.66g$$

$$K_h = 0.22 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)^{1/3} ; a_{\max} > 0.66g$$

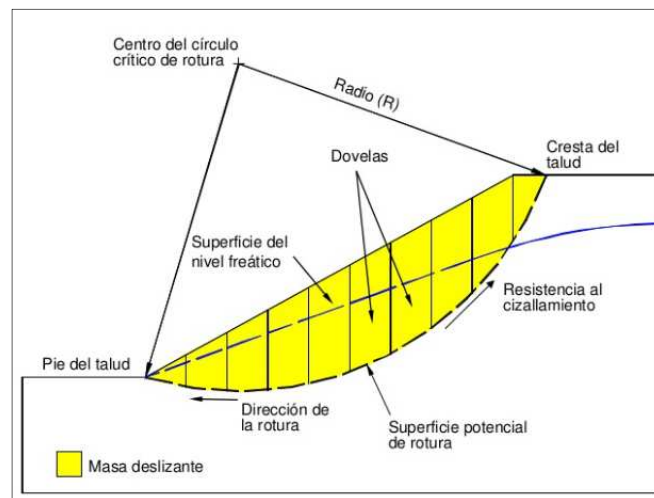
Donde:

- $a_{\max}$  es la aceleración horizontal máxima (PGA).

## 2.7. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Existen diferentes métodos de análisis basados en la metodología de equilibrio límite y los que han sido desarrollados por los sistemas informáticos son aquellos considerados como no exactos, los cuales a su vez tienen metodologías de análisis consideradas precisas.

Los métodos de equilibrio límite se basan habitualmente en el método de rebanadas que se denomina también como el método de fajas o el método de dovelas (Ver figura 12). Es decir, en subdividir la masa deslizante en rebanadas e imponer el equilibrio en todas y en cada una de ellas. Se incorporan dos hipótesis simplificadoras referentes a las rebanadas; la base de cada rebanada está afectada exclusivamente por un único tipo del material, y las rebanadas son suficientemente estrechas para poder suponer que la base de cada rebanada es casi rectilínea. (Melentijevic, 2005).



Fuente: Explotación de canteras-Hernán Gavilanes (s.f)

**Figura 12: Método de dovelas**

En la Tabla 11, se muestran los métodos que con más frecuencia se utilizan y se pueden denominar como casos específicos del método general de equilibrio límite.

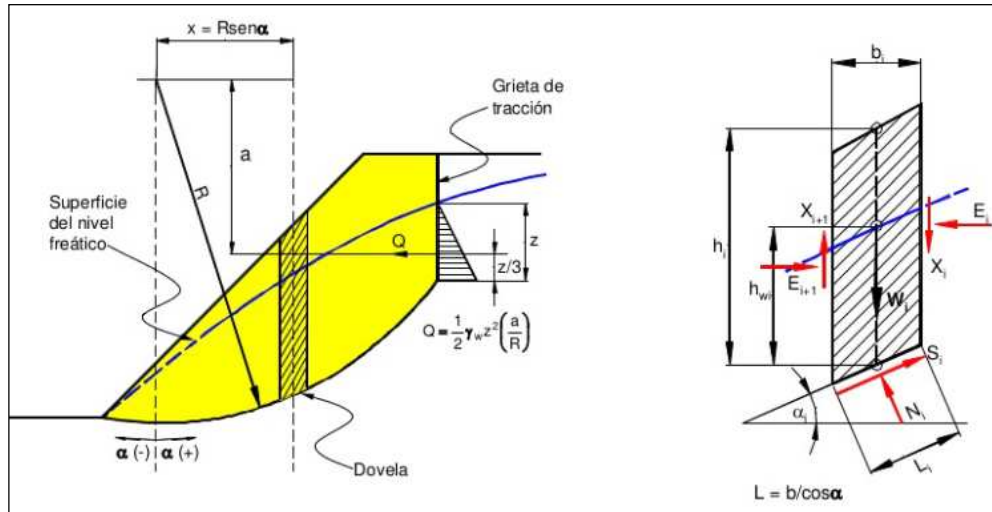
**Tabla 11: Métodos de cálculo por equilibrio limite**

<b>Método</b>	<b>Equilibrio vertical de fuerzas</b>	<b>Equilibrio horizontal de fuerzas</b>	<b>Equilibrio de momentos</b>	<b>Características</b>
Bishop Simplificado (1955)	Si	No	Si	.Superficies de falla de forma circular. .Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero. .La fuerza resultante entre rebanadas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre rebanadas).
Janbú Simplificado (1968)	Si	Si	Si	.Superficies de falla de cualquier forma. .Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. .La posición de fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje supuesta y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre rebanadas.
Morgenstern y Price (1965)	Si	Si	Si	.Superficies de falla de cualquier forma. .Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria. .La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelve mediante equilibrios de momentos y fuerzas.
Spencer (1967)	Si	Si	Si	.Superficies de falla de cualquier forma. .La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas. .Las fuerzas resultantes entre rebanadas son paralelas.

Fuente: Análisis Geotécnico, Capítulo 4 (Adaptado)- Suarez comp. (s.f).

### 2.7.1. MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Bishop (1955), presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas, el asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales como en la figura 13; es decir que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.



Fuente: Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, s.f

**Figura 13: Análisis gráfico-Método Bishop simplificado**

La solución simplificada de Bishop se usa de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi}{\cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F.S} \right]} \right]}{\sum_{i=1}^n [W_i \sin \alpha_i] + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \left( \frac{a}{R} \right)}$$

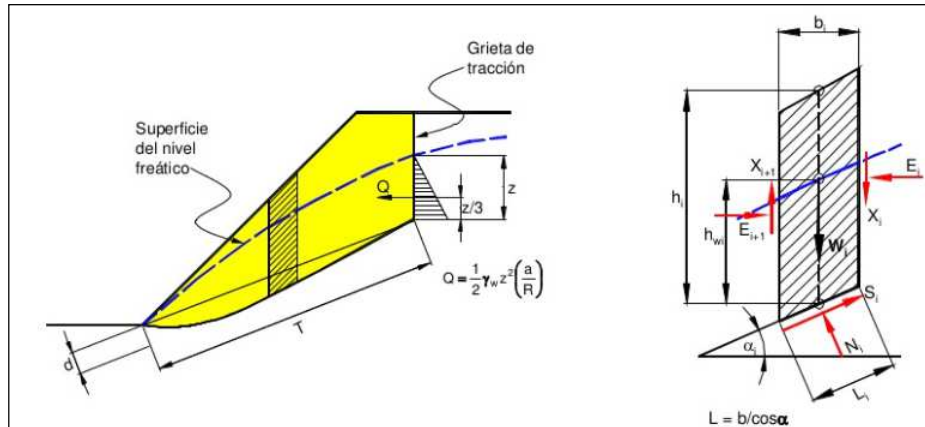
Donde:

- .  $b_i$  es el ancho de la dovela “i”.
- .  $c'$ ,  $\phi$  son los parámetros de resistencia del suelo.
- .  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.
- .  $u_i$  es la presión de poros en la base de la dovela “i” ( $\gamma_w * h_w$ ).
- .  $\alpha_i$  es el ángulo del radio y la vertical en la dovela “i”.



## 2.7.2. MÉTODO DE JANBÚ SIMPLIFICADO

Janbú (1968) considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección  $f_0$ . El factor  $f_0$  depende de la curvatura de la superficie de falla como se muestra en la figura 14 y figura 15.

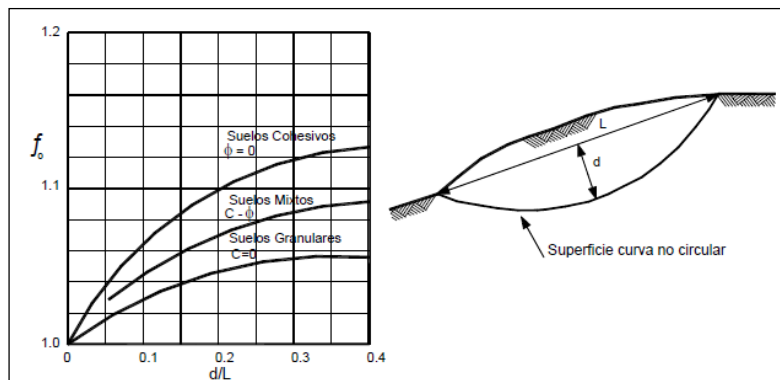


Fuente: Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, s.f

**Figura 14:** Análisis gráfico-Método Janbú Simplificado

La solución simplificada de Janbú se usa de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{f_0 \sum_{i=1}^n \left[ \frac{[c' + (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) \tan \phi] (1 + (\tan \alpha_i)^2) b_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{FS}} \right]}{\sum_{i=1}^n [W_i \tan \alpha_i] + \frac{1}{2} \gamma_w z^2}$$



Fuente: Jaime Suarez, Análisis Geotécnico, Capítulo 4 (Adaptado)

**Figura 15:** Diagrama para determinar  $f_0$

### 2.7.3. MÉTODO DE MORGENSTERN - PRICE

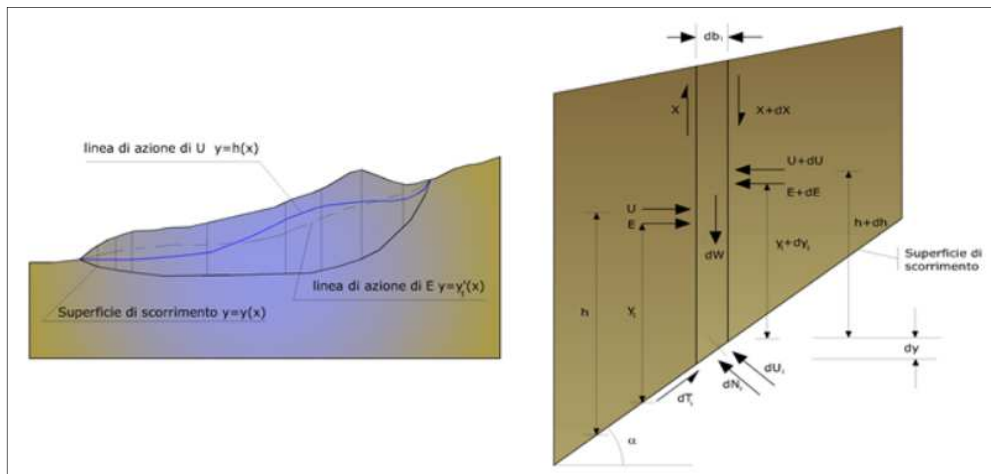
Morgenstern - Price (1965), establece una relación entre los componentes de las fuerzas de interconexión de tipo  $X = \lambda f(x) E$ , donde  $\lambda$  es un factor de escala y  $f(x)$ , es la función de la posición de E y de X, que define una relación entre las variaciones de la fuerza X y de la fuerza E dentro la masa deslizante. La función  $f(x)$  se escoge arbitrariamente y puede ser constante, senoide, semisenoide, trapecio, fraccionada; aunque influye poco sobre el resultado se debe verificar que los valores obtenidos de las incógnitas sean físicamente aceptables.

La particularidad del método es que la masa se subdivide en franjas infinitesimales como se muestra en la figura 16, a las cuales se aplican las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical, de rotura en la base de las franjas; llegando así a una primera ecuación diferencial que une las fuerzas de conexión incógnitas E, X, el coeficiente de seguridad Fs, el peso de la franja infinitésima dW el resultado de las presiones neutras en la base dU.

$$c'(\alpha/Fs) + \tan\phi' [(dW/dx) - (dX/dx) - \tan\alpha(dE/dx) - \sec\alpha(dU/dx)] = (dE/dx) - \tan\alpha[(dX/dx) - (dW/dx)]$$

Una segunda ecuación, se escribe imponiendo la condición de equilibrio a la rotación respecto a la base y es llamada “**ecuación de los momentos**”, dicha ecuación se muestra a continuación

$$X = d(E\gamma)/dx - \gamma \cdot dE/dx$$



Fuente: Julio Catanzariti, 2016

**Figura 16: Análisis gráfico-Método Morgenstern – Price**

#### 2.7.4. MÉTODO DE SPENCER (1967)

El método se basa en el supuesto de que, las fuerzas de conexión a lo largo de las superficies de división de cada rebanada están orientadas paralelamente entre sí e inclinadas con respecto a la horizontal de un ángulo todos los momentos son nulos  $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$ .

Básicamente el método satisface todas las ecuaciones de la estática y equivale al método de Morgenstern y Price cuando la función  $f(x) = 1$ . Imponiendo el equilibrio de momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento (Ver figura 17):

$$\sum E_i \cdot R \cdot \cos(\alpha - \theta) = 0$$

Donde:

- .  $E_i$  es la fuerza de interacción entre las rebanadas igual a cero.
- .  $R$  es el radio del arco circular.
- .  $\theta$  es el ángulo de inclinación de la fuerza  $E_i$  respecto a la horizontal.

Imponiendo el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales se obtiene respectivamente:

$$\sum (E_i \cdot \cos \theta) = 0$$

$$\sum (E_i \cdot \sin \theta) = 0$$

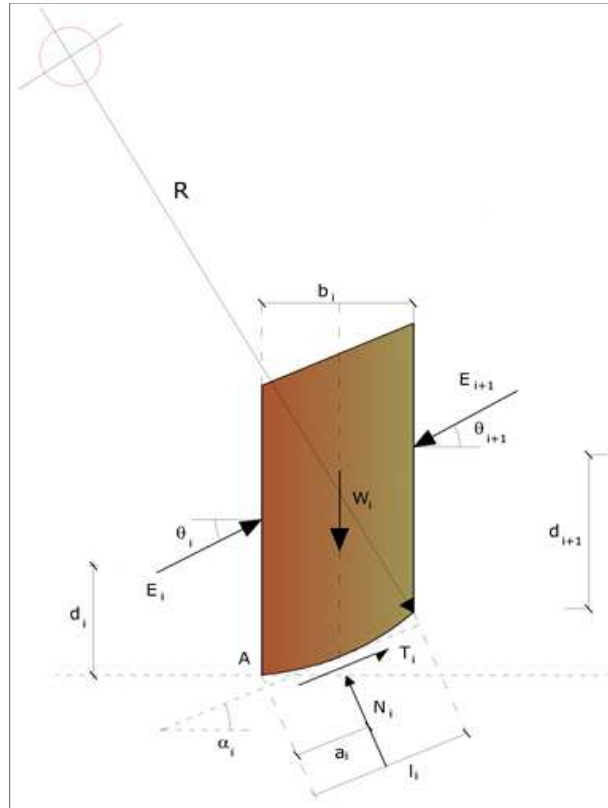
Asumiendo que las fuerzas  $E_i$  son paralelas entre sí, se puede expresar de la siguiente forma:

$$\sum E_i = 0$$

$$E_i = \left\{ \frac{c}{F_s} \cdot (W \cdot \cos \alpha - \gamma_w \cdot h \cdot l \cdot \sec \alpha) \cdot \tan \alpha / F_s - W \cdot \sin \alpha \right\} / \left\{ \cos(\alpha - \theta) \cdot [(F_s + \tan \phi \cdot \tan(\alpha - \theta)) / F_s] \right\}$$

El método propone el cálculo de dos coeficientes de seguridad; el primero ( $F_{sm}$ ) se obtiene de la ecuación ligada al equilibrio de momentos; el segundo ( $F_{sf}$ ) se obtiene de las ecuaciones ligadas al equilibrio de fuerzas. En práctica se procede resolviendo las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas, para un intervalo dado de valores del ángulo  $\theta$ , considerando como valor único del coeficiente de seguridad aquel para el cual se obtiene:

$$F_{sm} = F_{sf}$$



Fuente: Julio Catanzariti, 2016

**Figura 17: Análisis gráfico-Método Spencer**

## 2.8. DISEÑO GEOMÉTRICO DEL PIT

El diseño de los límites finales de excavación (*pit limits*) requiere determinar, en base a todos los factores que intervienen, los siguientes parámetros básicos: altura de bancos, ángulos de talud, estabilidad, anchos de bermas, en fin, el diseño geométrico del pit final. (Villanueva, 2003).

### 2.8.1. ALTURA DE BANCOS

La altura de bancos es la distancia vertical entre niveles consecutivos de explotación. Todos los bancos deben ser de la misma altura, a menos que las condiciones geológicas recomienden hacer excepciones, con el objeto de mantener las condiciones estándar de la operación, diseñadas para el máximo rendimiento de los equipos (Álvarez, 2006).

### 2.8.2. ÁNGULO DEL TALUD

El talud de un pit es uno de los principales parámetros que afectan el diseño, puesto que el influye en la cantidad de escombros que debe ser removido para extraer el mineral. El talud necesita permanecer estable mientras se realiza la actividad minera, y más tarde por razones de recuperación ambiental. Por este motivo, la estabilidad de taludes debe ser estudiada tan cuidadosamente como sea posible, teniendo en cuenta el análisis de las propiedades y características del macizo rocoso como la resistencia de la roca, fallas, diaclasas, presencia de agua, y otras características geotécnicas que influyan en la determinación de talud. (Villanueva, 2003).

### 2.8.3. ANCHO DE BERMA

Según López, E. comp. (2016), la relación empírica más empleada para determinar el ancho de berma de seguridad se desprende de los criterios desarrollados por Ritchie (1963), modificados posteriormente por (Call y Savelly, 1990; Call, 1992), y se expresa mediante:

$$W = 0.2 H_b + 2.0; (H_b) \leq 9.0 \text{ metros}$$

$$W = 0.2 H_b + 4.5; (H_b) > 9.0 \text{ metros}$$

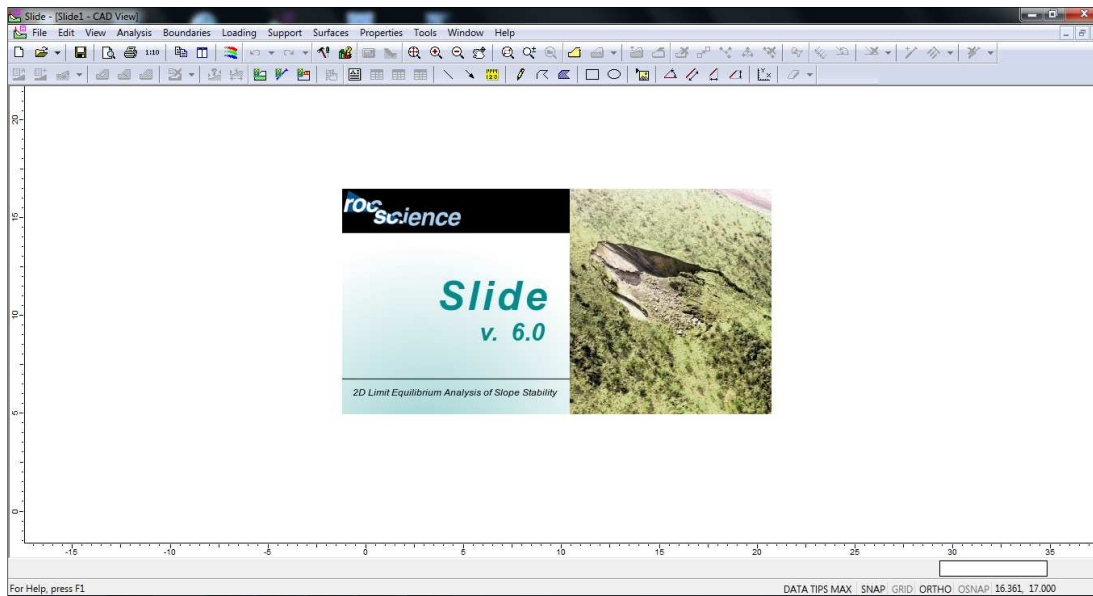
Donde:

- .  $H_b$  es la altura de bancos.

## 2.9. SOFTWARE DE CÁLCULO SLIDE 6.0

El programa Slide 6.0 es un *software* para el análisis de estabilidad de taludes, este programa en 2D tiene una herramienta que permite importar gráficos de AutoCAD, por lo que es fácil de crear la geometría de los taludes y posteriormente ingresar las propiedades de los materiales y realizar el análisis de estabilidad; se puede evaluar la estabilidad de falla circular y no circular en taludes de suelos y rocas utilizando para ellos diferentes criterios de falla como el de Mohr-Coulomb y generalizado de Hoek-Brown.

Slide 6.0 analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rebanadas verticales; analiza superficies de deslizamiento individuales o los métodos pueden ser aplicados a buscar y localizar la superficie de deslizamiento crítico para un talud dado. La interfaz del programa se puede ver en la figura 18.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 18: Interface del software Slide 6.0**

### **III. MATERIALES Y MÉTODOS**

#### **3.1. MATERIALES**

Para el presente estudio se han utilizado diferentes materiales y/o datos que se agruparán de la siguiente manera:

- . Información topográfica.
- . Información hidrológica.
- . Información geológica.
- . Información geotécnica.
- . Programas de cómputo.

##### **3.1.1. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA**

###### **a. Materiales cartográficos**

La información cartográfica utilizada, para la zona donde se encuentra ubicada el área de estudio, fue obtenida de las páginas web del IGN (Instituto Geográfico Nacional).

- . Plano cartográfico a escala 1/50 000 de los cuadrángulos 23-I, 24-I, y 25-I, que pertenecen a Tarma, La Oroya y Yauyos.
- . Plano topográfico del proyecto representado en curvas de nivel, con una variación altitudinal de 0.5 metros para curvas de nivel mayores y 0.25 metros para curvas de nivel, menores presentado en una escala técnica.
- . Plano topográfico de la proyección y límites de los tajos 1 y 2 del proyecto de explotación de la cantera “La Tormenta”.

### **3.1.2. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA**

#### **a. Material cartográfico**

La información cartográfica que se utilizó, zona donde se encuentra ubicada el área de estudio, fue obtenida de las páginas web del IGN (Instituto Geográfico Nacional).

- . Imagen de radar con resolución espacial de 12.5 metros de JAXA (Agencia Espacial del Japón) con codificación ALPSRP238216950.

#### **b. Material hidrológico**

La información hidrológica que se utilizó, donde se encuentra ubicada el área de estudio, fue obtenida de los registros del SENAMHI (Servicio Nacional de Hidrología y Meteorológica del Perú) y corresponden a las estaciones:

- . Estaciones meteorológicas de Tarma, Ricrán, La Oroya y Huasahuasi.

### **3.1.3. INFORMACIÓN GEOLÓGICA**

#### **a. Material geoespacial**

La información geoespacial que se utilizó, donde se encuentra ubicada el área de estudio, fue obtenida del catálogo de metadatos de la página web del MINAM (Ministerio del Ambiente) y de la página web del GEOCATMIN (Servicio Geológico de Catastro Minero):

- . Geología Regional a escala 1/ 100 000 y 1/50 000.
- . Imágenes Satelitales a escala 1/100 000 del área de estudio.

#### **b. Material geológico**

La información geológica de la zona de emplazamiento del área de estudio fue obtenida de los mapas geológicos (escala 1/ 100 000) y boletines geológicos publicados por el INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico), los cuales se mencionan a continuación:

- . Serie A: Carta geológica nacional –Boletín N° 69 “Geología de los cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos. Hojas 23-I, 24-I y 25-I”.



- . Serie B: Geología económica- Boletín N° 14 “Estudio de los recursos minerales del Perú. Franja N° 4”.
- . Serie C: Geodinámica e Ingeniería Geológica –Boletín N° 29 “Estudio de riesgos geológicos del Perú .Franja N° 4”.

### **3.1.4. INFORMACIÓN SÍSMICA**

La información del peligro sísmico de la zona de emplazamiento del área de estudio fue obtenida de los mapas presentados y estudios siguientes:

- . Estudio de Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú, publicado por en por el IGP (Instituto Geofísico del Perú).
- . Estudio de peligro sísmico para la ingeniería de detalle para el recrecimiento del depósito de relaves “La Esperanza”, realizado por JMF Ingeniería y Construcción para la Compañía Minera San Ignacio de Morococha S.A.A ,ubicada en el distrito de Vitoc,provincia de Chanchamayo,departamento de Junín.
- . Estudio de peligro sísmico para el proyecto recrecimiento del depósito de relaves “Puquiococha”, realizado por ROMAIA S.A.C para la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C, ubicada en el distrito de Morococha, provincia de Yauli, departamento de Junín.
- . Estudio de peligro sísmico para el proyecto minero Alpamarca, realizado por Zer Geosystem Perú S.A.C para la Compañía Minera Alpamarca S.A.C ubicada en el distrito de Santa Bárbara de Carhuacayan, Provincia de Yauli, Departamento de Junín.

### **3.1.5. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA**

#### **a. Resultados de laboratorio**

La información geotécnica que se utilizó fueron los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas realizadas en los laboratorios de la PUCP (Pontificia Universidad Católica del Perú):

- . Resultado de ensayo de comprensión simple (uniaxial).
- . Resultado de ensayo de corte directo.

- . Resultados de propiedades físicas.
- . Hoja de datos de mapeo geomecánico.

### **3.1.6. PROGRAMAS DE CÓMPUTO**

Los programas que se utilizaron en el presente trabajo académico son:

#### **a. AUTOCAD CIVIL 3D**

*Software* de dibujo asistido por computador, en el cual se desarrolló el MDT (modelo digital del terreno) y se generó las secciones geométricas de los taludes; así mismo con este *software* se desarrollaron las presentaciones de los planos.

#### **b. ARCGIS 10.5**

*Software* de análisis de datos geográficos, con el cual se desarrolló el procesamiento de la información hidrológica y geológica tales como delimitación de cuencas, dominios geológicos, etc. Así mismo con ese *software* se desarrollaron las presentaciones de los planos.

#### **c. HIDROESTA**

*Software* de análisis de datos hidrológicos, con el cual se realizaron diferentes pruebas de análisis estadístico a los brindados por el SENAMHI (Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología del Perú).

#### **d. EXCEL 2013**

Hoja de cálculo que nos permite la elaboración de diferentes cálculos matemáticos, estadísticos y también cuadros y gráficos finales.

#### **e. HCANALES**

*Software* de cálculo hidráulico, con este software se desarrolló el diseño de la sección hidráulica del canal de coronación para la estabilidad hidrológica del talud de la cantera de agregados “La Tormenta”.

**f. DIPS 5.0**

*Software* de análisis estereográfico de datos geológicos basados en orientación, con este *software* se realizó el análisis cinemático de los bancos del talud.

**g. ROCLAB**

*Software* de análisis de propiedades de resistencia de roca, con este *software* se determinó los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso.

**h. SLIDE 6.0**

*Software* de análisis geotécnico mediante métodos de equilibrio límite, con este *software* se desarrolló el análisis de estabilidad global de los taludes, del macizo rocoso, diseñado para la explotación de los tajos de la cantera “La Tormenta”.

**3.2. METODOLOGÍA**

**3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

**a. Ubicación**

El área de estudio corresponde a la UEA (Unidad Económica Administrativa “La Tormenta”) que políticamente se ubica circundante al caserío de Yanama, distrito de Palca, Provincia de Tarma y departamento de Junín.

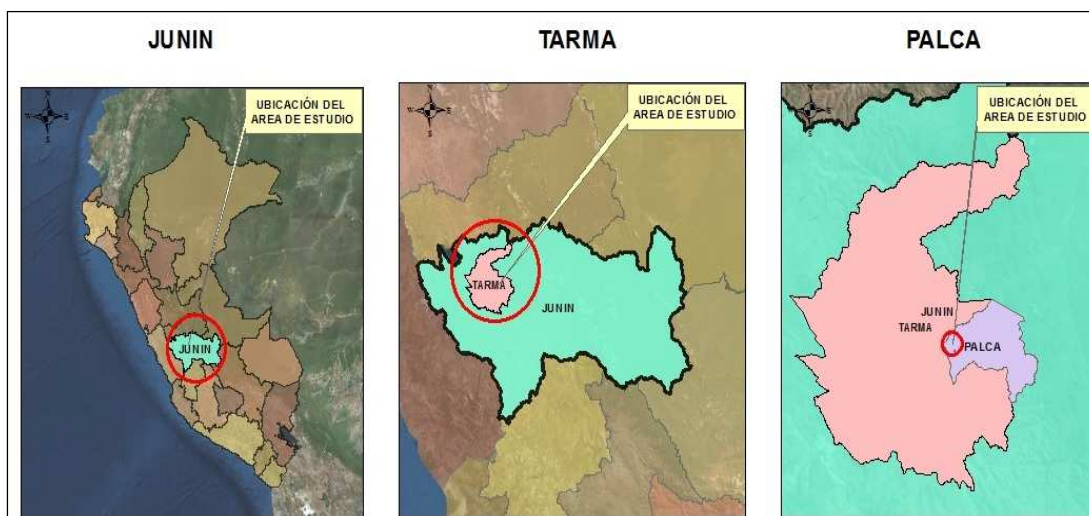
Geográficamente, el emplazamiento del área de estudio que son dos tajos, se encuentra delimitada por los paralelos  $11^{\circ}19'26''$  - $11^{\circ}19'30''$  de latitud sur y los meridianos  $75^{\circ}35'38''$  - $75^{\circ}35'34''$  de longitud oeste. En la Tabla 12-Coordenadas del proyecto, se presenta la proyección de los límites en coordenadas UTM (Universal Transversal Mercator) de la Zona 18 Sur (S18), así como la variación altitudinal (m.s.n.m) donde se encuentran emplazados los dos tajos del proyecto de análisis del presente trabajo académico. El Anexo 7: Planos-Plano 01-Ubicación de la zona de estudio, muestra gráficamente la ubicación del área de estudio.

**Tabla 12: Coordenadas del proyecto**

Coordenadas UTM-(WGS-84;Zona 18)			
Nombre	Este(m)	Norte (m)	Variación altitudinal (m.s.n.m)
Tajo N° 1	435,195-435,300	8'748,020-	3,256-3,310
Tajo N° 2		8'748,130	

Fuente: Elaboración propia

En la figura 19-Ubicación política del proyecto, se aprecia la ubicación política de los tajos de la cantera, la cual se ubican en un área circundante al caserío de Yanama, distrito de Palca, Provincia de Tarma y departamento de Junín.



Fuente: Elaboración propia

**Figura 19: Ubicación política del proyecto**

**b. Accesos**

El acceso hacia el proyecto desde la ciudad de Lima se hace a través de la carretera central hasta La Oroya donde se toma la ruta hacia la ciudad de Tarma. Desde Tarma pasando Acobamba se sigue la carretera hacia el centro poblado de Yanama. Antes de llegar hacia el centro poblado mencionado existe un desvío hacia la cantera La Tormenta. La Tabla 13 –Vías

de acceso al proyecto, muestra las distancias y tipos de vías de acceso para llegar hacia la unidad minera. El Anexo 7: Planos-Plano 02- Vías de acceso al proyecto, muestra gráficamente el acceso hacia la cantera La Tormenta.

**Tabla 13: Vías de acceso al proyecto**

<b>Ruta</b>	<b>Distancia (Km)</b>	<b>Tipo de carretera</b>
Lima hacia La Oroya	185	Asfaltada
La Oroya hacia Tarma	59	Asfaltada
Tarma hacia área de Estudio	50	Afirmada

Fuente: Elaboración propia

### **3.2.2. TOPOGRAFÍA**

El análisis de estabilidad de taludes requiere de un procedimiento topográfico que nos proporcione un modelo de elevación del terreno, lo más detallado posible, del cual se sacarán secciones del terreno en donde se proyectaran los taludes. Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado, se realizó el uso de un procedimiento topográfico que nos permita obtener un modelo de elevación digital del cual se puedan extraer los perfiles del terreno donde se proyectaran las geometrías de los taludes de la cantera.

#### **a. Poligonal de apoyo**

El levantamiento taquimétrico de la superficie de un terreno requiere del establecimiento previo de una poligonal de apoyo, es por lo cual se estableció una poligonal de apoyo cerrada que nos permitió tener control sobre el cierre angular y lineal.

##### **a.1. Cálculo y compensación del error de cierre angular**

Es conocido que la medición de los ángulos de una poligonal cerrada se vio afectada por los inevitables errores instrumentales y operacionales, por lo cual se tuvo que calcular el error angular que fue calculado con el uso de la siguiente ecuación:

$$\text{Error angular} = \Sigma \angle \text{internos} - (\text{Número de lados} - 2) \times 180^\circ$$

La tolerancia angular para la poligonal, se calculó con la siguiente formula:

$$\text{Tolerancia angular} = a\sqrt{n}$$

Donde:

- . a es la precisión del instrumento.
- . n es el número de lados de la poligonal.

Teniendo en consideración que el error angular es menor que la tolerancia angular permitida, se procedió a calcular la compensación angular entre todos los ángulos de la poligonal con la siguiente relación:

$$\text{Compensación angular} = - \frac{\text{Error angular}}{\text{Número de lados}}$$

#### **a.2. Cálculo del error de cierre lineal**

El error lineal es consecuencia de los errores instrumentales y operacionales en las mediciones de distancias, lo cual evita que se cumpla la condición lineal. Teniendo en cuenta esto, se calculó el error y procedió a compensarlo. El cálculo del error lineal se realizó utilizando la siguiente relación:

$$\epsilon L = \sqrt{\epsilon \Delta N^2 + \epsilon \Delta E^2}$$

Donde:

- .  $\epsilon L$  es el error lineal.
- .  $\epsilon \Delta N$  es el error de cierre de las proyecciones en el eje Norte-Sur.
- .  $\epsilon \Delta E$  es el error de cierre de las proyecciones en el eje Este-Oeste.

Se comprobó que el error lineal de la poligonal es menor que la tolerancia lineal condición que permite la corrección. La tolerancia lineal fue calculada mediante la siguiente relación:

$$P = \frac{\epsilon L}{\Sigma L}$$

Donde:

- . P es la precisión de la poligonal.
- .  $\sum L$  es la suma de los lados de la poligonal.

El valor guía asumido para el cálculo de la tolerancia lineal fueron tomados de una tabla presentada por Torres y Villate (1968). En el Anexo 1: Resultados de topografía- Tabla 46- Valores de tolerancia lineal, muestra los valores referenciales de la tolerancia lineal.

Finalmente, teniendo en consideración lo anteriormente mencionado, se realizó la corrección lineal mediante las siguientes expresiones:

$$CpNi = - \left( \frac{\epsilon \Delta N}{\sum L_i} \right) \times L_i \quad \text{y} \quad CpEi = - \left( \frac{\epsilon \Delta E}{\sum L_i} \right) \times L_i$$

Donde:

- . CpNi es la corrección parcial sobre la proyección norte-sur del lado i.
- . CpEi es la corrección parcial sobre la proyección este-oeste del lado i.
- . Li es la longitud del lado i.

## **b. Taquimetría con estación total**

Establecida la poligonal de apoyo, se realizó el levantamiento taquimétrico de puntos de relleno y detalle con el apoyo de una estación total con la cual se adquirieron las coordenadas norte, este y elevación de la superficie del terreno.

## **c. Representación gráfica del terreno**

### **c.1. Plano a curvas de nivel**

La representación gráfica del terreno se realizó, mediante curvas de nivel con una variación altitudinal de 0.5 m para curvas mayores y 0.25 m para curvas menores, en un plano a una escala técnica adecuada, para los fines del presente proyecto. Las curvas de nivel fueron determinadas utilizando el software de dibujo asistido por computador, AUTOCAD CIVIL 3D, en el cual se ingresaron los puntos del levantamiento topográfico y realizó una interpolación basada en una red de triángulos irregulares (TIN).

El sistema de coordenadas utilizado fue el UTM (Universal Transversal Mercator) en el Sistema Geodésico Horizontal Oficial WGS 84-18 S, que según la Ley N°30428 “Ley que oficializa el sistema de cuadrículas mineras en coordenadas UTM” toda tramite sobre las concesiones deberán estar referidas al sistema mencionado.

### **c.2. Modelo digital del terreno (MDT)**

El análisis de estabilidad de los taludes se realiza en secciones geométricas determinadas mediante análisis cinemático del macizo rocoso, el cual designa los dominios estructurales. Cada dominio estructural está sujeto a la evaluación de la estabilidad global y de banco, es por lo cual se creó una sección geométrica de cada dominio estructural para determinar la geometría actual del terreno y sobre esta proyectar los taludes de explotación y cierre. Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado se realizó un modelo digital del terreno, mediante el *software* de computador AUTOCAD CIVIL 3D, desde el cual se extrajeron las secciones de análisis.

### **3.2.3. HIDROLOGÍA**

#### **a. Parámetros básicos de la cuenca**

##### **a.1. Descarga de información**

Se descargó el raster de la zona de estudio desde la página web <https://vertex.daac.asf.alaska.edu/>, la cual contiene imágenes de la misión Alos Palsar de la JAXA (Agencia Espacial del Japón) con una resolución espacial de 12.5 metros.

##### **a.2. Procesamiento de la información**

El procesamiento de la información geoespacial para la obtención de parámetros como el área de cuenca, longitud de cause, pendiente del cauce de la zona de estudio se realizó con las herramientas contenidas en Hydrology del Spatial Analyst que está contenido en ArcToolbox del Software ArcGIS 10.5.

En la figura 23-Procesamiento de información geoespacial del, Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología, se muestran los pasos que deben seguirse al usar este procedimiento con el *software* ArcGIS 10.5.



## **b. Tratamiento de la información hidrológica**

### **b.1. Selección de estación y tamaño del registro**

Los datos hidrológicos se obtuvieron de los registros del SENAMHI (Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología del Perú) y corresponden a cuatro estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio y cuentan con un registro lo suficientemente grande para proceder al análisis de los registros.

Para ubicar las estaciones, en un plano se ubicaron las coordenadas de las estaciones y del proyecto, luego se seleccionó la estación meteorológica más cercana y que tenga registro de datos de por lo menos 20 años, dichas estaciones se describen a continuación:

- . Estación Tarma cuenta con registros desde 1992 hasta 2005.
- . Estación Huasahuasi cuenta con registros 1995 hasta 2010.
- . Estación Ricrán cuenta con registros desde 1990 hasta 2010.
- . Estación La Oroya cuenta con registros desde 1993 hasta 2010.

### **b.2. Extensión de registro**

Se siguió las recomendaciones de diferentes autores que indican que la extensión mínima de datos del registro debe ser de como mínimo 20 años, con lo cual se determinó que las estaciones seleccionadas por su proximidad al área del proyecto no cumplían con este requisito.

Como las estaciones seleccionadas no contaban con un registro completo de 20 años se utilizó una hoja de cálculo, Microsoft Excel, con la cual se realizó un análisis de correlación lineal simple entre las cuatro estaciones y se determinó la estación tiene mayor correlación con la estación Tarma. Se completó los datos de la estación Tarma, usando para ello los datos de las estaciones previamente seleccionadas, a través de una regresión lineal simple para los datos de los años faltantes.

### **b.3. Prueba de independencia y estacionalidad**

En los análisis de datos hidrológicos es importante que antes de ajustar las funciones de probabilidad estos contemplen aspectos de independencia y estacionalidad, por lo cual se

realizó el uso del valor estadístico  $|\mu|$  de la prueba de Wald-Wolfowitz, el cual fue ajustado a una distribución normal estandarizada con un nivel de significación de uno por ciento, con lo cual se verificó la independencia y estacionalidad de los datos. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología – Prueba de Independencia y estacionalidad “Wald-Wolfowitz”.

#### **b.4. Prueba de homogeneidad y estacionalidad**

En los análisis de datos hidrológicos es importante, que antes de ajustar las funciones de probabilidad, estos contemplen aspectos de homogeneidad por lo que se usó el valor estadístico  $|\mu|$  de la prueba de Mann-Whitney, el cual fue ajustado a una distribución normal estandarizada con un nivel de significación de uno por ciento, con lo cual se verificó la condición de aleatoriedad de la serie de datos tomados del registro de la estación Tarma. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Prueba de Homogeneidad y Estacionalidad “Mann-Whitney”.

#### **b.5. Análisis de datos dudosos**

Los registros tomados de las estaciones meteorológicas pueden contener datos que se alejen significativamente de la tendencia del registro, es por ello que diferentes autores recomiendan un análisis de datos dudosos; se realizó este análisis usando el método del Water Resources Council y se verificó si en los datos de nuestro registro existen estos datos dudosos. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Análisis de datos dudosos (Outliers)-Método del Water Resources Council.

#### **b.6. Distribución de probabilidades**

Los datos de las precipitaciones máximas en 24 horas se usaron para determinar cuál es la distribución a la que mejor se ajustan. Las distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología son Normal, Log-Normal, Gumbel, Pearson tipo III y Log-Pearson tipo III, y fueron las que se utilizó. El análisis se realizó con la ayuda de hojas de cálculo y el *software* Hidroesta. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Tratamiento probabilístico de la información hidrológica.

### **b.7. Pruebas de bondad de ajuste**

Se utilizó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para las distribuciones de probabilidades más utilizadas en hidrología (Normal, Log-Normal, Gumbel, Pearson tipo III y Log-Pearson tipo III), en la que se comparó el parámetro “D” que es el máximo valor absoluto de la diferencia entre la probabilidad observada  $F_0(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$  con un parámetro “d” que se extrajo de las tablas de prueba de valores críticos de la prueba Kolmogorov-Smirnov, el cual depende del número de datos del registro y el nivel de significancia del análisis; también se utilizó el *software* Hidroesta para verificar los resultados. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Pruebas de bondad de Ajuste (Kolmogorov- Smirnov).

Se comprobó que todas las distribuciones cumplen con la hipótesis de ajuste y luego se seleccionó aquella distribución que presentaba un mejor ajuste en comparación al resto de las distribuciones evaluadas.

### **b.8. Cálculo y ajuste de la precipitación**

El cálculo de la precipitación máxima anual en 24 horas se realizó utilizando la distribución de probabilidad que presento mejor hipótesis de ajuste y se aplicó el análisis de frecuencia de valores extremos utilizando factores de frecuencia. El cálculo de la precipitación se realizó para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 750 y 1000. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Análisis de Frecuencia de Valores Extremos utilizando Factores de Frecuencia.

Las precipitaciones obtenidas para los diferentes periodos de retorno evaluados fueron corregidas siguiendo las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial (OMM) la cual indica multiplicar los valores por 1.13, valor recomendado para corregir errores en las tomas de datos de precipitación que se hacen con una frecuencia diaria. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Ajuste de datos de Precipitación para intervalos de observación fijos según la Organización Meteorológica Mundial.

### **b.9. Coeficiente de distribución regional**

Se calculó los parámetros de las zonas y sub zonas pluviométricas determinadas según el método propuesto por el convenio IILA-SENAMHI-UNI, para lo cual se ubicó la zona de estudio en el mapa con las zonas y subzonas pluviométricas del territorio peruano, la cual a través de tablas nos indica el cálculo de estos parámetros. Una vez determinados los parámetros se realizó el cálculo de los coeficientes de distribución regional del área de estudio, la cual consiste en dividir la intensidad “It” y la intensidad “I24H”, todo esto fue realizado empleando la metodología propuesta en el estudio Hidrología del Perú, que fue realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Método IILA-SENAMHI-UNI.

### **b.10. Curva de intensidad-duración –frecuencia (IDF)**

Los coeficientes regionales corregidos para la intensidad permitieron obtener intensidades de lluvias máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno; se calculó las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) haciendo uso de la regresión lineal múltiple para poder calcular la ecuación de la curva de intensidad, tal como sugiere la metodología propuesta por Aparicio. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Análisis estadístico de las curvas Intensidad –Duración-Frecuencia (IDF).

### **b.11. Tiempo de concentración y cálculo del caudal de diseño**

El caudal de diseño se realizó utilizando el método racional que es válido para pequeñas cuencas, para lo cual se utilizó la fórmula propuesta por Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración y para el cálculo del coeficiente de escorrentía se utilizó la tabla 56 que fue publicada por Chow en 1988. El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Análisis de Caudales Extremos (Diseño).

### **b.12. Diseño del trazo en planta del canal**

El diseño en planta del canal de drenaje longitudinal se realizó de la siguiente forma:

- . Se realizó el trazo del canal siguiendo la gradiente calculada en el diseño de la sección transversal.

- . Se realizó el diseño del alineamiento y los elementos de las curvas horizontales siguiendo las recomendaciones del Ministerio de Agricultura.
- . Se realizó el trazado de la rasante del canal, siguiendo la pendiente calculada con la ecuación de Manning para la geometría del canal propuesto.
- . Se verificó que la relación corte/relleno sea aproximadamente de 1.2

### **b.13. Diseño de la sección transversal del canal**

El diseño de la sección transversal del canal se realizó utilizando la ecuación de Manning y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- . Seleccionó el talud de la sección (trapezoidal) teniendo en cuenta el tipo de material (terrenos arcillosos compactados) y las tablas propuestas como referencia por Julián Aguirre.
- . Seleccionó el coeficiente de rugosidad de la tabla 57, para lo cual se eligió el tipo de revestimiento como terreno natural.
- . Seleccionó la base del canal como el ancho mínimo del cucharón de una retroexcavadora.
- . Se realizó el cálculo del tirante crítico, el cual se utilizó como criterio para asignar valores al tirante en la ecuación de Manning y que el resultado sea un flujo subcrítico.
- . Se realizó el pre-dimensionamiento de la pendiente resolviendo la ecuación de Manning para un caudal de diseño que sea mayor a caudal de escorrentía previamente calculado; la pendiente se halla variando el tirante con valores mayores al tirante crítico.
- . Se utilizó la pendiente pre-dimensionada como criterio para asignar valores a la pendiente de diseño para que al resolver en la ecuación de Manning se verifique un flujo sub crítico con velocidad comprendidas entre la mínima y máxima velocidad recomendada en las tabla 58 que fue publicada por Krochin en 1982; así mismo se verificó que el caudal de diseño resultante sea mayor que el caudal de escorrentía calculado por el método racional.

- . Se verificó que los valores resultantes del diseño de la sección transversal se aproximen significativamente al criterio de mínima infiltración y máxima eficiencia hidráulica propuesta por Máximo Villón.
- . Se calculó el borde libre según el criterio propuesto por la U.S. Bureau Reclamation.

El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 2: Fundamento teóricos de hidrología- Criterios de Diseño para la Sección Transversal.

### **3.2.4. GEOLOGÍA**

El análisis geológico de la zona donde se ubica el proyecto se inició recopilando información cartográfica, geoespacial y geológica de diferentes instituciones entre las cuales podemos mencionar al IGN (Instituto Geográfico Nacional), MINAM (Ministerio del Ambiente), GEOCATMIN (Servicio Geológico de Catastro Minero) e INGEMMET (Instituto Geológico Minero Metalúrgico).

#### **a. Geomorfología**

La geomorfología de la zona de influencia ambiental del proyecto, se determinó realizando un mapa de pendientes con la información geoespacial y clasificando en intervalos según las descripciones obtenidas de la información brindada en los boletines geológicos y que fueron proporcionadas por el INGEMMET (Instituto Geológico Minero Metalúrgico). El proceso de los datos e información se realizó usando el *software* ArcGIS 10.5.

#### **b. Geología**

La geología de la zona de influencia ambiental y cercanías, se determinó realizando la ubicación de la zona del proyecto en los mapas de la geología regional, local y económica y apoyada con imágenes satelitales cuyas descripciones fueron desarrollados con la ayuda de los boletines geológicos tales como, Geología de los Cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos. Hojas 23-1, 24-1 y 25-1 y Estudio de los Recursos Minerales del Perú. Franja N° 4”, publicados por el INGEMMET (Instituto Geológico Minero Metalúrgico). El proceso de los datos e información se realizó usando el *software* ArcGIS 10.5.

### **c. Geodinámica externa**

La determinación de la geodinámica, se realizó revisando el boletín N° 29 “Estudios de riesgos geológicos del Perú-Franja N°4”, que es la que pertenece al área donde se desarrolla el proyecto, para lo cual se ubicó geográficamente el proyecto dentro de la información contenida en el boletín anteriormente mencionado y se identificó los fenómenos activos o potenciales producto de la geodinámica externa que se presenta en las áreas directas e indirectas donde se desarrollaran las actividades de explotación de los tajos indicando el grado de susceptibilidad a la activación u ocurrencia, usando las escalas cualitativas y cuantitativas del riesgo geológico planteadas por Sánchez (2002) y presentadas por el INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico).

El fundamento teórico del procedimiento seguido se presenta en el Anexo 3: Fundamento teóricos de geología – Geodinámica externa.

#### **3.2.5. PELIGRO SÍSMICO**

El peligro sísmico en la zona del proyecto, se realizó revisando el estudio denominado “Re-Evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú”, para lo cual se ubicó geográficamente el proyecto dentro del mapa de peligro sísmico propuesto por este estudio. El fundamento teórico del procedimiento seguido en este estudio, se presenta en el documento “Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú”, presentado por el IGP (Instituto geofísico del Perú) y que actualmente se encuentra publicado en la web siguiente <http://intranet.igp.gob.pe/productopeligrosismico/>.

La revisión de estudios de peligro sísmico cercanos a la zona del proyecto, se realizó un marco complementario y para determinar un marco de referencia de las aceleraciones y coeficientes utilizados en proyectos mineros de gran importancia y que se encuentran cercanos al área del proyecto del presente trabajo académico.

Finalmente, teniendo en cuenta las consideraciones empíricas propuestas de diferentes autores y las ecuaciones de Saragoni se determinó el coeficiente sísmico a utilizar para el análisis de estabilidad pseudo –estático, teniendo en consideración la aceleración máxima horizontal (PGA) obtenidos de los estudios realizados por el Instituto Geofísico del Perú para nivel nacional y por empresas consultoras para proyectos mineros importantes a nivel local.

### **3.2.6. GEOTECNIA**

#### **a. Investigación geotécnica**

Las investigaciones geotécnicas se realizaron en el campo, en el área donde se ubica geográficamente el proyecto y abarcó la ejecución de dos estaciones de registro geotécnico de roca usando la metodología de celdas de detalle y la excavación de dos calicatas, con la ayuda de una retroexcavadora, en los emplazamientos de los tajos 1 y 2; así mismo se realizó la recolección de muestras representativas de rocas, para realizar los ensayos en los laboratorios de roca.

##### **a.1. Mapeo geotécnico de afloramientos rocosos**

La determinación de la zonificación geomecánica, se determinó revisando los mapeos geotécnicos mediante la técnica de celdas de detalle, realizada a los afloramientos rocosos de los dos tajos del proyecto. Estos mapeos geotécnicos, cuya información fue proporcionada, fueron realizados por la empresa INGECON MIPERÙ S.A.C. que desarrollo el trabajo bajo la norma sugerida por la ISRM (International Society for Rock Mechanics), la cual indica que los parámetros de observación y medición son tipo de roca, discontinuidades/metro, tipo de discontinuidad, orientación, espaciado, persistencia, terminación, abertura, rugosidad, tipo de relleno, espesor del relleno, resistencia de la roca intacta, meteorización y presencia de agua.

##### **a.2. Excavación de calicatas**

Las muestras representativas para la ejecución de los diferentes ensayos de laboratorio se sacaron de las dos calicatas realizadas en los emplazamientos de la proyección de los tajos 1 y 2. Las calicatas fueron excavadas con una retroexcavadora y se describió su estratigrafía hasta una profundidad promedio de dos metros; a la profundidad mencionada se extrajo muestras de roca intacta para su análisis en el laboratorio de mecánica de rocas.

#### **b. Ensayos de laboratorio**

##### **b.1. Ensayos de mecánica de rocas**

Las muestras de roca que se recolectaron fueron ensayadas en el laboratorio de mecánica de rocas, de la facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la PUCP (Pontificia



Universidad Católica del Perú), para determinar las propiedades físicas y de resistencia de la roca intacta que conforma el macizo rocoso y que además se encuentra dentro del emplazamiento de los tajos 1 y 2 de la cantera La Tormenta.

Los ensayos realizados para la determinación de las propiedades de la roca intacta fueron:

- . Propiedades físicas de la roca como densidad, porosidad aparente, absorción.
- . Compresión uniaxial.
- . Compresión triaxial.
- . Corte directo en discontinuidades.

### **c. Caracterización geotécnica**

La caracterización geotécnica del macizo rocoso fue realizada por la empresa INGECON MIPERU S.A.C., cuyo informe nos proporcionó para la realización del presente trabajo académico. La metodología de caracterización del macizo rocoso se realizó de acuerdo a los pasos que se mencionan en los siguientes acápite.

#### **c.1. Unidades del macizo rocoso**

La determinación de las unidades del macizo rocoso se realizó a través del análisis de las condiciones litológicas locales, calidad del macizo rocoso, propiedades de la roca intacta, condiciones hidrogeológicas, geología estructural local y comparación de estereogramas.

### **d. Caracterización del macizo rocoso**

La empresa INGECON MIPERU S.A.C, realizó el estudio de caracterización geotécnica del macizo rocoso. El estudio se analizó y se determinó que el procedimiento seguido para la elaboración es como se describe en los siguientes acápite.

#### **d.1. Distribución de discontinuidades**

El informe presentado por, INGECON MIPERU S.A.C, realizó el análisis de distribución de discontinuidades de los datos del mapeo geotécnico del macizo rocoso, utilizando técnicas de proyección estereográfica equiareal mediante el Software Dips 5.0; se utilizó los datos de mapeo geotécnico mediante celdas de detalle de las dos estaciones geomecánicas establecidas.

La proyección estereográfica fue equiareal con proyección de los planos de discontinuidad sobre el hemisferio sur y distribución de Schmidt.

#### **e. Resistencia de la roca**

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso están determinados por las propiedades de la roca intacta que lo conforma, es por ello que realiza ensayos de laboratorio a esta. En los siguientes acápite se describen los procedimientos seguidos para determinar sus propiedades.

##### **e.1. Resistencia de la roca intacta**

La resistencia a la compresión de la roca intacta se puede determinar por diferentes ensayos de laboratorio o de campo como son el ensayo de compresión simple, ensayo de carga puntual y ensayo de campo con el esclerómetro (martillo de Schmidt). Para la realización del presente proyecto se utilizó la estimación de campo para el mapeo geomecánico y los ensayos de compresión uniaxial para la estimación de la resistencia en el laboratorio. Las muestras fueron analizadas en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la PUCP (Pontificia Universidad Católica del Perú).

##### **e.2. Parámetros Hoek-Brown**

Los parámetros constantes que complementan el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown tales como el “ $m_i$ ” y “ $D$ ” fueron estimados de tablas propuestas por Hoek et al (2002). La tabla 2 y la tabla 3 y opcionalmente la tabla 4, resumen lo propuesto por Hoek et al, estas tablas se usó para la determinación de los parámetros complementarios mencionados.

##### **e.3. Resistencia al corte en discontinuidades**

La estimación de la resistencia al corte en las discontinuidades, expresadas a través del ángulo de fricción residual, se realizó a través del análisis de los ensayos de corte directo en discontinuidades artificiales, para lo cual las muestras fueron analizadas en el laboratorio de mecánica de rocas de la PUCP (Pontificia Universidad Católica del Perú).

## **f. Parámetros del macizo rocoso**

### **f.1. Clasificación del macizo rocoso-RMR (Bieniawski-1989)**

El informe presentado por, INGECON MIPERU S.A.C, indica que para clasificar geomecánicamente el macizo rocoso se utilizó el criterio de clasificación de Bieniawski (RMR-Valoración del macizo rocoso 1989),cuya valoración e interpretación se muestra en la Tabla 5.Este sistema de clasificación requiere de la resistencia a la compresión de la roca intacta que se obtuvo con el martillo de Schimdt, el índice de calidad de roca (RQD) utilizando la relación de Priest & Hudson (1976) y que se fue utilizada por Bieniawski en 1989 para proponer la relación entre el espaciamiento y el RQD tal como se observa en la figura 7 que fue utilizada en este trabajo, el fracturamiento por metro lineal de las discontinuidades y las condiciones de las juntas del mapeo geomecánico por celdas de detalle, así como las condiciones del nivel freático.

El presente trabajo académico busco adicionalmente a la clasificación RMR<sub>89</sub>, realizar la clasificación GSI a través de relaciones propuestas por algunos autores. Finalmente con el valor GSI obtenido mediante las relaciones, se determinó la clasificación GSI utilizando la Tabla 6 propuesta por Hoek et al (2002).

### **f.2. Clasificación del macizo rocoso-Geological Strength Index (Hoek et al,2002)**

La clasificación del macizo rocoso utilizando la clasificación *Geological Strength Index* (GSI) se utilizaron las relaciones existentes entre GSI de Hoek et al y RMR de Bieniawski con la cual se calculó un valor cuantitativo y luego se procedió a utilizar la tabla 6, para realizar la clasificación cualitativa del macizo rocoso.

### **f.3. Parámetros de resistencia del macizo rocoso**

La determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso se obtuvo del criterio de falla generalizado de Hoek y Brown (2002), el que se encuentra integrado en el programa de cómputo Roclab. El *software* uso como datos de entrada valores calculados en acápite anteriores como, el valor GSI determinado mediante su relación con el criterio de Bieniawski (1989), las propiedades de resistencia al corte y compresión uniaxial, altura total del talud y constantes que definen el criterio de rotura generalizado de Hoek - Brown y son “ $m_i$ ” y “ $D$ ”. Los valores anteriormente mencionados permitieron lo siguiente:

- . Estimación de los valores de cohesión y fricción Mohr-Coulomb a partir de la linealización del criterio de falla generalizado de Hoek y Brown (2002).
- . Estimación de las constantes “ $m_b$ ”, “ $s$ ” y “ $a$ ” de la masa rocosa para el criterio de falla generalizado de Hoek y Brown (2002).

**g. Agua subterránea**

La determinación del nivel desde el cual se observa la presencia del agua en el macizo rocoso, se realizó mediante observaciones en campo donde se consideró el tipo de material del macizo rocoso, presencia del nivel del agua en las calicatas, pluviometría en zona y condiciones topográficas de la zona.

**3.2.7. DISEÑO DEL TALUD DEL TAJO**

**a. Altura del banco**

La selección de la altura del banco se realizó teniendo en consideración el tamaño de la maquinaria que se utilizara para los trabajos de corte del talco de las canteras, en este caso el corte del material se realizara utilizando retroexcavadoras de orugas; otro punto importante es que la variabilidad de distribución del material hace que su explotación se haga sin explosivos ya que al ser usados el talco que es el material a explotar puede verse mesclado con pseudo-talco que tiene poco o nulo valor comercial y en este proyecto es considerado como desmonte.

**b. Ancho de berma**

El pre dimensionamiento del ancho de berma fue realizado mediante las ecuaciones propuestas por Call (1992), en la cual relacionan el ancho con la altura del banco. Una vez realizado el pre dimensionamiento, se verifico que este cumpla con las dimensiones mínimas aceptadas para la circulación de segura de camiones de 30 TM de carga, los cuales son los encargados del carguío y acarreo del material.

**c. Ángulo de banco**

El rango de variación del ángulo a proponer para el banco de los taludes, fue analizado por la empresa INGECON MIPERU S.A.C, mediante el análisis cinemático con lo cual se determinaron posibles mecanismos de falla en las discontinuidades. El rango de variación del

ángulo del banco propuesto por INGECON MIPERU S.A.C, fue tomado como verdadero y sirvió para sacar conclusiones para el presente trabajo académico.

**d. Factor de seguridad**

La selección del factor de seguridad, con el cual se contrastaran los resultados de análisis de los modelos mediante métodos de equilibrio límite, fue seleccionada a través de la revisión de factores que se encuentran en la norma CE.020 “Estabilización de suelos y taludes” la cual es esta publicada en el Reglamento Nacional de Edificaciones y además esta es de aplicación a nivel nacional. Así como lo propuesto por el Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, que publico la Tabla 1 que son sus propios valores para el factor de seguridad; estos valores son de aplicación para la supervisión en el sector minería.

**e. Evaluación Cinemática**

La evaluación cinemática fue realizada por la empresa INGECON MIPERU S.A.C; la técnica que utilizó es la de proyección estereográfica usando del *software* Dips 5.0 complementando con otros *softwares* como el RocPlane 2.0, Swedge 4.0 y Unwedge 3.0 de la firma Rocscience.

**3.2.8. MODELADO CON SOFTWARE**

El presente trabajo académico desarrolló el análisis de estabilidad global del macizo rocoso de la cantera “La Tormenta” para cada una de las tres etapas del proyecto que son condiciones iniciales, fase de explotación y fase de cierre de mina, mediante el uso del *software* Slide 6.0; este *software* al igual que otros que se encuentran en el mercado, requieren del ingreso de determinada información para que así se pueda analizar, dicha información se describirá en los siguientes acápite. En el anexo 6: Modelado con *software* Slide 6.0-Manual de uso del *software*, se presenta un manual preparado con los procedimientos seguidos para el ingreso de datos y análisis de los mismos con el software mencionado.

**a. Geometría de las secciones de análisis**

El *software* Slide 6.0, requiere como primer paso la introducción de la geometría de las secciones a analizar; es por ello que se importaron las secciones, estas secciones de análisis son preliminares, previamente creadas con el *software* AutoCAD Civil 3D.

**b. Modelo geológico de las secciones de análisis**

El modelo geológico se basó en la determinación de las potencias del material a explotar, las cuales fueron evaluadas con anterioridad y proporcionadas por la empresa minera Las Camelias S.A.C a la empresa INGECON MIPERU S.A.C, que luego nos proporcionó la geometría del modelo geológico que se ingresó al modelo geotécnico.

**c. Propiedades de los materiales**

Las propiedades de los materiales determinados en el modelo geológico fueron ingresadas al modelo que se encuentra creando en el *software* Slide 6.0, para ello se crearon materiales y luego se asignó a cada material. Los valores que requiere el Slide 6.0 para crear los materiales son el peso específico del material, los parámetros del criterio de falla elegido según sea Mohr Coulomb o Generalizado de Hoek-Brown y finalmente los parámetros del agua si este esta se encuentra presente en las secciones de análisis.

**d. Asignación de cargas sísmicas**

Los métodos de equilibrio límite no desarrollan por si un análisis sísmico del comportamiento de los taludes frente a las acciones de un sismo. Los tipos de análisis que se desarrollan son los estáticos y pseudo-estáticos, siendo estos últimos los que consideran la acción de una fuerza horizontal que simula la acción del sismo. Para representar lo anteriormente dicho se ingresó el coeficiente de aceleración sísmica horizontal, despreciando el coeficiente vertical en la asignación de cargas del modelo.

**e. Configuración de las herramientas de análisis**

El *software* Slide 6.0 permite la configuración de las propiedades del proyecto; teniendo en cuenta esto, para el proyecto, se realizó la configuración de las unidades, dirección de la falla, métodos de análisis por métodos de equilibrio limite e influencia del agua subterránea entre otros como la selección automática de la superficie de falla.

**f. Configuración de la superficie de deslizamiento**

El *software* Slide 6.0 permite la configuración de las propiedades de la superficie potencial del deslizamiento, teniendo en cuenta esto se configuro el tipo de superficie de rotura y el

método de determinación de las superficies potenciales de falla a través del grillado automático.

**g. Correlación entre ángulo de banco y factor de seguridad**

Se realizó el cálculo con el *software* Slide 6.0 del factor de seguridad en condiciones pseudo-estáticas para diversas geometrías definidas por el rango de los ángulos de banco de los tajos 1 y 2, el rango fue determinado previamente por evaluación cinemática, de manera que se encuentre una relación importante entre ambas variables. Luego se determinó la ecuación de relación entre la variable dependiente que es el factor de seguridad pseudo-estático promedio de los métodos utilizados y la variable independiente es el ángulo del banco. Finalmente se utilizó la ecuación para determinar el ángulo de banco, resolviendo para el factor de seguridad pseudo-estático según las normas que se aplican para este trabajo académico.

**3.2.9. RESULTADOS DEL MODELAMIENTO**

**a. Factores de seguridad del macizo rocoso**

El cálculo del factor de seguridad global para el macizo rocoso se realizó analizando en condiciones estáticas y pseudo-estáticas la geometría final de los tajos 1 y 2, definida por el ángulo previamente calculado a través de la correlación entre el ángulo de banco y el factor de seguridad pseudo-estático. Finalmente usando el *software* Slide 6.0, se seleccionó los métodos de análisis como Bishop simplificado, Janbú Simplificado, Spencer y Morgenstern-Price con los cuales se determinó el factor de seguridad mínimo para los tajos del proyecto cuando estos estén en condiciones naturales, explotación y cierre de mina.

**b. Presentación de resultados**

Se realizó la presentación de los resultados en cuadros resumen de los factores de seguridad según el método utilizado, con la ayuda de hojas de cálculo. Así mismo se presentaron las figuras y planos donde se muestran las superficies potenciales de falla.

## **IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

### **4.1. TOPOGRAFÍA**

Los resultados que fueron obtenidos del seguimiento de los procedimientos topográficos se muestran a continuación. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 1: Resultados de topografía.

#### **4.1.1. COMPENSACIÓN DEL ERROR DE CIERRE ANGULAR**

La suma de los ángulos internos de la poligonal cerrada que se estableció para el apoyo del levantamiento taquimétrico fue de  $359^{\circ} 59' 48''$ , mientras que la suma teórica de los ángulos fue de  $360^{\circ} 00' 00''$ , por lo cual existe un error de cierre angular  $-00^{\circ} 00' 12''$  que tiene que compensar.

Siendo el equipo utilizado una estación total TOPCON modelo GPT-3007W que cuenta con una precisión angular de  $00^{\circ} 00' 07''$  y la tolerancia angular calculada es de  $\pm 14''$  se realizó el cálculo de la compensación angular, dando un valor de  $00^{\circ} 00' 03''$ . La tabla 45 del Anexo 1: Resultados de topografía muestra los ángulos medidos y ángulos compensados.

El procedimiento de cálculo se presenta en el Anexo 1: Resultados de topografía – Cálculo y compensación del error de cierre angular.

#### **4.1.2. CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DEL ERROR DE CIERRE LINEAL**

La suma de las proyecciones sobre los ejes nos arrojó un error de cierre lineal de 0.13 m, por lo cual se verificó que la tolerancia lineal permitida sea mayor que la tolerancia lineal se procede a la compensación. La tolerancia lineal fue de  $1/10430$  y la tolerancia lineal permitida para este tipo de levantamientos es de  $1/10\ 000$  m, según lo propuesto en la tabla 46 por Torres y Villate en 1968; por lo que cumpliendo con el criterio de análisis se procedió a realizar la compensación lineal para cada uno de los lados como se muestra en la Tabla 47 del Anexo 1: Resultados de topografía



#### 4.1.3. POLIGONAL CERRADA

Luego de realizada las compensaciones correspondientes, se obtuvo las coordenadas, longitudes y los ángulos de cada uno de los vértices y lados de la poligonal de apoyo proyectada la cual se encuentra compensada en forma lineal y angular, tal como se muestra en la Tabla 14.

**Tabla 14: Datos de la poligonal cerrada**

Vértices	Longitud (m)	Ángulo (°)	Este (m)	Norte (m)	Cota (m)
Y-1	295.83	58° 59' 23"	435152.204	8 747819.967	3279.727
Y-2	406.45	108° 44' 45"	435155.419	8 748226.420	3331.887
Y-3	341.45	63° 56' 50"	435372.000	8 748031.880	3210.861
Y-4	275.53	128° 19' 02"	435490.974	8 747775.724	3220.125
Y-1"	-	-	435152.204	8 747819.967	3279.727

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4. LEVANTAMIENTO TAQUIMÉTRICO

El levantamiento taquimétrico realizado tiene un total de 1870 puntos levantados, de los cuales como referencia se adjuntan algunos puntos en la Tabla 48 del Anexo 1: Resultados de topografía, representados sus coordenadas Norte, Este y Elevación, de los puntos de relleno y detalle de la superficie del terreno donde se realizará la explotación de la cantera.

#### 4.1.5. REPRESENTACIÓN GRÁFICA

La representación gráfica del área de estudio se presenta en el Anexo 7: Planos donde se muestra el plano 03-Levantamiento topográfico del proyecto, en el cual se representa la superficie del terreno con curvas de nivel que tienen una variación altitudinal de 0.5 m entre curvas mayores y 0.25 m entre curvas menores.

Por otro lado en el Anexo 7: Planos se muestra el Plano 04 –Secciones transversales de análisis el cual presenta los perfiles longitudinales de las secciones geométricas en condiciones iniciales de los taludes del terreno y condiciones de explotación y cierre proyectadas en el área donde se ubica la cantera de explotación.

## 4.2. HIDROLOGÍA

### 4.2.1. PARÁMETROS BÁSICOS DE LA CUENCA

Los parámetros básicos de la cuenca como el área, longitud de cause principal y pendiente del cauce fueron determinados con la finalidad de poder usarlo en la formula racional y se muestran en la Tabla 15-Parámetros morfométricos básicos de la cuenca:

**Tabla 15: Parámetros morfométricos básicos de la cuenca**

Parámetro	Valor
Área de la cuenca	0.42 km <sup>2</sup>
Longitud del cause	1.238 km
Pendiente del cause	0.48 m/m

Fuente: Elaboración Propia

La delimitación de la cuenca y sus características se realizó usando el software ArcGIS 10.5, cuyo resultado gráfico se presenta en el Anexo 7: Planos donde se encuentra el Plano 05-Parámetros morfométricos de la cuenca de análisis.

### 4.2.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

#### a. Selección de la estación

La estación más con mayor similitud geográfica al área de estudio fue la estación meteorológica de Tarma, cuyos registros fueron tomados para realizar el estudio hidrológico del proyecto, así mismo se utilizó las estaciones de Ricrán, La Oroya y Huancahuasi como estaciones de referencia para extender y completar datos del registro de la estación de Tarma.

La Tabla 16- Coordenadas de las estaciones meteorológicas, muestra las coordenadas y la distancia que existe entre cada una de las estaciones y el área de estudio. La representación gráfica de la ubicación de las estaciones se presentan en el Anexo 7: Planos donde se encuentra el Plano 06-Ubicación de las estaciones meteorológicas.

**Tabla 16: Datos de las estaciones meteorológicas**

Estación	Tipo	Coordenadas WGS-84			Dist. al proyecto (Km)
		Este (m)	Norte (m)	Z (m.s.n.m)	
Tarma	Automática	424692	8740040	3200	14.1
La Oroya	Convencional	395388	8720972	3910	48.8
Ricrán	Convencional	442874	8724321	3820	25.8
Huacahuasi	Convencional	432237	8755016	2750	7.2

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

**b. Selección y extensión del registro de precipitación máxima en 24 horas**

Los datos seleccionados de la estación Tarma que fueron brindados por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y los cuales fueron extendidos (datos de color celeste) se muestran en el Anexo 2: Resultados de hidrología- donde se encuentra la Tabla 59- Datos de precipitación máxima en 24 Horas, asimismo se muestran los datos de las estaciones meteorológicas de Huasahuasi, Ricrán y La Oroya.

Los datos de color azul de la estación Tarma que corresponden a los años 1990, 1991, 2006, 2007, 2008, 2009,2010 se completaron mediante una regresión lineal simple; para ello previamente se realizó un análisis de regresión lineal simple. La estación Tarma tiene el mayor grado de correlación con la estación Ricrán, siendo 0.94 el factor de correlación lineal simple por lo cual se usaron estas para completar los datos. Los resultados del análisis de correlación se muestran en la Tabla 17- Correlación de los datos de precipitación de las estaciones:

**Tabla 17: Correlación de los datos de precipitación de las estaciones**

Estaciones	Tarma	Huasahuasi	Oroya	Ricrán
<b>Tarma</b>	1			
<b>Huasahuasi</b>	0.48	1		
<b>Oroya</b>	0.47	0.70	1	
<b>Ricrán</b>	0.94	0.56	0.51	1

Fuente: Elaboración Propia

**c. Prueba de independencia y estacionalidad**

En el Anexo 2: Resultados de hidrología –Prueba de independencia y estacionalidad, se muestra la Tabla 60 - Resultados del cálculo de parámetros para determinar el  $|\mu|$  donde se presentan los resultados de los cálculos de parámetros que definen al valor estadístico de Wald-Wolfowitz.

Los datos son independientes ya que el valor estadístico planteado por Wald-Wolfowitz es de 2.50 y este es menor que 2.58 para un nivel de significancia del uno por ciento en una distribución normal estándar según lo propuesto en la Tabla 49 por Leyva y Rodríguez en 2016.

**d. Prueba de homogeneidad y estacionalidad**

En el Anexo 2: Resultados de hidrología –Prueba de homogeneidad y estacionalidad, se muestra la Tabla 61 - Resultados del cálculo de parámetros para determinar el  $|\mu|$  donde se presentan los resultados de los cálculos de parámetros que definen al valor estadístico de Mann-Whitney.

Los datos son homogéneos ya que el valor estadístico planteado por Mann-Whitney es de 2.25 y este es menor que 2.58 para un nivel de significancia del uno por ciento en una distribución normal estándar según lo propuesto en la Tabla 49 por Leyva y Rodríguez en 2016.

**e. Análisis de datos dudosos**

El cálculo de los datos dudosos requirió que se calculen las ecuaciones que determinan el límite alto y bajo como criterios de análisis para determinar los datos dudosos; estas ecuaciones dependen del promedio aritmético, desviación estándar y un parámetro  $K_n$  para una distribución normal. Realizado los cálculos, se obtuvo el promedio aritmético es igual a 1.15 y la desviación estándar es igual a 0.16; el parámetro  $K_n$  extraído de la tabla 50 es igual a 2.408, teniendo en cuenta un tamaño de muestra de 21 datos. El Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Análisis de datos dudosos por el método del Water Resources Council, se muestra la Tabla 50 -Valores para una distribución normal, de donde se extrajo el valor para  $K_n$ .

En el Anexo 2: Resultados de hidrología –Análisis de datos dudosos, se muestra la Figura 27 –Resultados de análisis de datos dudosos, que según el método propuesto por Water

Resources Council, el registro de la estación Tarma no presenta ningún dato dudoso, ya que todos los datos se encuentran entre el límite alto 33.76 y límite bajo 6.01 aceptados como precipitaciones máxima y mínima.

#### **f. Distribución de probabilidades**

Los datos fueron analizados con las distribuciones de probabilidades más utilizadas en hidrología las cuales son distribución Normal, LogNormal Gumbel (Extremo Tipo I), Pearson III (Gamma de tres parámetros), LogPearson III mostrando un buen ajuste a las distribuciones utilizadas; los resultados se presentan en el Anexo 2: Resultados de hidrología-Distribución de probabilidades, en donde se muestra la figura 28-Ajuste estadístico normal, figura 29-Ajuste estadístico Log – normal, figura 30-Ajuste estadístico Gumbel, figura 31-Ajuste estadístico Pearson III, figura 32-Ajuste estadístico Log-Pearson III.

#### **g. Pruebas de bondad de ajuste**

Los datos se ajustan a determinada distribución de probabilidad si “d” es mayor que “D”, por lo cual en el Anexo 2: Resultados de Hidrología-Pruebas de bondad de ajuste, se muestra la Tabla 62- Resultados del parámetro “D” de la prueba de bondad de ajuste donde se observan los resultados para el parámetro “D” que es el máximo valor absoluto de la diferencia entre la función de probabilidad observada  $F_0(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$ .

El valor crítico “d” de la prueba Kolmogorov-Smirnov es igual a 0.285, valor que fue obtenido mediante interpolación y teniendo en cuenta un nivel de significancia de 0.05 y un tamaño de muestra de 21 datos. En el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Prueba de bondad de ajuste -Kolmogorov-Smirnov, se muestra la Tabla 52- Valores Críticos de “d” para la prueba Kolmogorov-Smirnov publicada por Aparicio (1992).

La Tabla 18- Resultados de la prueba de bondad de ajuste, muestra los resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para cada una de las distribuciones; se observa que todas las distribuciones cumplen con la prueba, pero la distribución Normal es la que muestra mejor ajuste ya que presenta mejor orden de ajuste con un valor de 0.0689.

**Tabla 18: Resultados de la prueba de bondad de ajuste**

Parámetro	Normal	Log Normal	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
$D_{\max}  F(X_m) - F(X_o) $	0.0689	0.0779	0.0703	0.1471	0.1077
<b>d (Significancia al 0.05)</b>	0.284	0.284	0.284	0.284	0.284
<b>Test Kolmogórov-Smirnov</b>	Se ajusta	Se ajusta	Se ajusta	Se ajusta	Se ajusta
<b>Orden de Mejor Ajuste</b>	1	3	2	5	4

Fuente: Elaboración Propia

#### **h. Cálculo de la precipitación máxima anual en 24 horas**

Teniendo en cuenta que la distribución normal fue la que presento mejor ajuste, con esta se calculó la precipitación máxima anual en 24 horas para diferentes periodos de retorno como 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 750 y 1000 años. Los resultados se muestran en el Anexo 2: Resultados de Hidrología-Cálculo de la precipitación máxima anual en 24 horas, donde se observa la Tabla 63- Precipitación máxima en 24 horas calculada.

#### **i. Ajuste precipitación máxima anual en 24 horas**

El factor de corrección propuesto por la Organización Meteorológica Mundial es de 1.13 para una sola observación, con lo cual se eliminan posibles errores en la medición de los datos en las estaciones. El Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Ajuste de datos de precipitación para intervalos de observación fijos según la Organización Meteorológica Mundial, muestra la Tabla 53- Factores de Ajuste según OMM.

Los resultados de la precipitación máxima corregida anual en 24 horas, calculados para diferentes periodos de retorno como 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 750 y 1000 años mediante una distribución normal, se muestran en el Anexo 2: Resultados de Hidrología-Ajuste precipitación máxima anual en 24 horas, donde se puede observar la Tabla 64- Datos de Precipitación máxima en 24 Horas corregidos según la OMM (Organización Meteorológica Mundial).

**j. Coeficientes de distribución regional**

La zona de estudio, según el Método IILA-SENAMHI-UNI, pertenece a la región hidrológica 123<sub>3</sub> con una altitud media de 3270 m.s.n.m. y cuyos parámetros se presentan en la Tabla 19- Parámetros de la región hidrológica. En el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Método IILA-SENAMHI-UNI, se presenta la figura 24- Mapa de subdivisión en zonas y subzonas pluviométricas del territorio peruano, donde se ubicó las coordenadas del proyecto y así con ayuda de la Tabla 55- Valores de los Parámetros  $K_g$  y  $\epsilon_g$  de las Zonas y Subzonas Pluviométricas y la Tabla 54- Valores de los parámetros “a” y “n” que junto con K, definen las curvas de probabilidad pluviométrica en las subzonas.

**Tabla 19: Parámetros de la región hidrológica**

Parámetros de la región hidrológica		
Región hidrológica	123 <sub>3</sub>	$\epsilon_g = 6 + 0.005Y$ $a = 3.01 + 0.0025Y$ $K_g = 0.553$
Altitud media	$Y = 3270.00$ msnm	
Duración de lluvia diaria (Perú)	$t_g = 15.26$	
Parámetro de zona	$\epsilon_g = 22.35$	
Parámetro de intensidad	$a = 11.19$	
Parámetro de Frecuencia	$K = 0.553$	
Parámetro de duración	$n = 0.254$	
Parámetro de duración por región	0.4	

Fuente: Elaboración Propia

En el Anexo 2: Resultados de hidrología-Coeficiente de distribución regional, se muestra la Tabla 65-Coeficiente regional del área de estudio, donde se encuentran calculados los diferentes coeficientes regionales calculados con un periodo de retorno de dos años y se realizaron cálculos según la metodología publicada en “Hidrología del Perú” por el convenio IILA-SENAMHI-UNI para diferentes duraciones que van desde diez minutos hasta 24 horas.

**k. Curva de Intensidad –Duración-Frecuencia**

En el Anexo 2: Resultados de hidrología-curva de intensidad –duración-frecuencia, se muestra la tabla 66-Regresión lineal múltiple, donde se observa el arreglo para el análisis de regresión lineal múltiple realizada con las variables de tiempo de retorno, duración y

coeficiente regional de intensidad. Los resultados ejecutados con ayuda de la hoja de cálculo Excel nos ayudaron a formar la ecuación de la curva IDF con un coeficiente de correlación de 0.9956 entre las variables que se muestra a continuación:

$$I = \frac{10^{0.9194} T^{0.0993}}{d^{0.746}}$$

Donde:

- . I es la intensidad (mm/hora).
- . T es el periodo de retorno (años).
- . d es la duración (horas).

En el Anexo 2: Resultados de hidrología-Curva de intensidad –duración-frecuencia, se muestra la Tabla 67-precipitación de la estación Tarma y la Tabla 68–intensidad de la estación Tarma. Finalmente en la Figura 33-Curva IDF se presentan las curvas para diferentes periodos de retorno.

#### **1. Cálculo del caudal de diseño**

El caudal de diseño se calculó usando la fórmula del método racional considerando diferentes periodos de retorno y se tomó como caudal de diseño 0.085 m<sup>3</sup>/s, el cual es el resultado de elegir a criterio propio un periodo de retorno de 200 años para la intensidad de precipitación de 24 horas.

En el Anexo 2-Resultados de hidrología-Cálculo de caudal de diseño, se muestra la Tabla 69-Resultados de caudal de diseño, que fue determinado usando los resultados previos correspondientes a la intensidad y el área de la cuenca. En el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología- Análisis de caudales extremos, se muestra la Tabla 56-Coeficientes de escorrentía de donde se interpoló el valor de 0.55 para el factor de escorrentía correspondiente a una zona con características de cobertura de pasto entre el 50 al 75 por ciento.

#### **4.2.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE DRENAJE LONGITUDINAL**

En el Anexo 2: Resultados de hidrología- Diseño hidráulico del drenaje longitudinal se muestra la figura 34-Diseño de la sección hidráulica usando Hcanales, el cual se realizó utilizando el software Hcanales. Los parámetros como la rugosidad igual a 0.020, pendiente

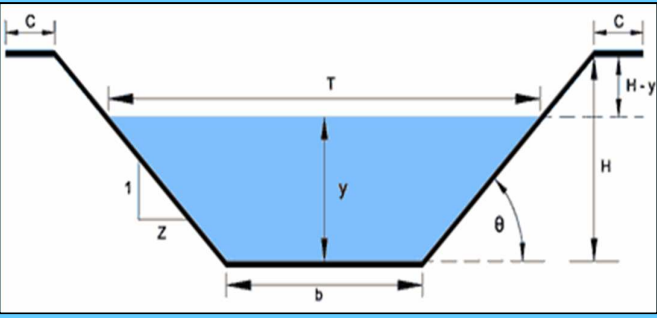


del canal igual a 0.6 por ciento, ancho de solera igual a 0.3 m, taludes del canal tomados de consideraciones técnicas y teóricas presentadas en el Anexo 2: Fundamentos teóricos de hidrología-Criterios de diseño para la sección transversal.

Las dimensiones de la sección transversal del canal de drenaje longitudinal o canal de coronación se muestran en la tabla 20-Características de la sección transversal del canal; obteniendo un caudal de diseño de 0.091 m<sup>3</sup>/s, el mismo que cumple con la condición de que el caudal de descarga o diseño sea superior al caudal de escorrentía.

En el Anexo 7: Planos, se muestra el plano 07-Canal de coronación, el cual muestra el resultado del diseño en planta y la sección transversal del canal que se proyectará para brindar estabilidad hidrológica a los tajos de la cantera.

**Tabla 20: Características de la sección transversal del canal**



Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Base (b)	0.3 m	Rugosidad (n)	0.020
Tirante (y)	0.2 m	Pendiente	0.6%
Talud (1:Z)	1:1	Velocidad	0.92 m/s
Borde Libre (H-y)	0.3 m	Tipo de Flujo	Sub-Critico
Espejo de Agua (T)	0.7m	Camino de mantenimiento	1.5 m

Fuente: Elaboración Propia






### 4.3. GEOLOGÍA

#### 4.3.1. GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio está situada según su geomorfología local en la denominada ladera de montaña moderadamente empinada y ladera de montaña empinada, las mencionadas laderas son ramificadas y estructuralmente plegadas. En el Anexo 3: Resultados de geología-Geomorfología, se describen cada una de las unidades geomorfológicas que se presentan en la zona del proyecto y los alrededores.

En la Tabla 21-Unidades geomorfológicas del área de estudio, se puede observar que las geomorfologías anteriormente mencionadas cuentan con un porcentaje del 84.64 por ciento del área de influencia ambiental del proyecto.

**Tabla 21: Unidades geomorfológicas del área de estudio**

Símbolo		Descripción	Superficie	
			Ha	%
	Lm-li	Ladera de montaña plana-Ligeramente inclinada	0.26	4.25
	Lm-mi	Ladera de montaña -Moderadamente Inclinada	0.27	4.41
	Lm-fi	Ladera de montaña-Fuertemente inclinada	0.41	6.7
	Lm-me	Ladera de montaña -Moderadamente empinada	3.08	50.33
	Lm-e	Ladera de montaña -Empinada	2.1	34.31
<b>Total</b>			6.12	100

Fuente: Elaboración propia.

El Anexo 7: Planos, se presenta el plano 08-Geomorfología del área de estudio, donde se puede apreciar gráficamente la ubicación del proyecto y la delimitación de las unidades geomorfológicas que predominan en el área de influencia ambiental del proyecto.

### 4.3.2. GEOLOGÍA REGIONAL

La unidad litológica principal en la zona del proyecto es el Grupo Huaytapallana de edad neoproterozoica que consiste en su mayor parte en sedimentos terrígenos y ricos en cuarzo detrítico. La Tabla 22-unidades geológicas, muestra las unidades geológicas en el proyecto; el Anexo 3: Resultados de geología-Geología regional, describe las unidades geológicas presentes en el área de estudio.

**Tabla 22: Unidades geológicas del área de estudio**

Cronoestratigrafía			Unidades litoestratigráficas		Rocas intrusivas plutónicas	
ERA	Sistema	Serie	Unidades estratigráficas			
CENOZOICO	Cuaternario		Depósitos de Tranvertinos	Q-tr		
			Depósitos de Pendiente	Q-e		
			Depósitos de Glaciares	Q-g		
MESOZOICO	Cretáceo	Superior			Granito Huacuas	KP-gr-h
		Inferior			Medrodioritas	KP-u-di
	Triásico	Superior	Formación Chambara	Tr-ch		
PALEOZOICO	Permiano	Superior	Grupo Mitu	Ps-m	Monozgranito Hualluniyoc	Pm-ad-hc
		Inferior	Grupo Copacabana	Pi-c		
	Carbonífero	Superior	Grupo Tarma	Cs-t		
		Inferior	Grupo Ambo	Ci-a		
	Devónico		Formación Concepción	D-c		
NEOPROTEROZOICO			Grupo Huaytapallana	Pe-h		
				Pe-pe		

Fuente: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET)

En el anexo 7: Planos, se presenta el plano 09-Geología regional del proyecto, donde se puede apreciar gráficamente la ubicación del proyecto y la delimitación de la geología regional.

#### **4.3.3. GEOLOGÍA LOCAL**

La geología local de la zona presenta un yacimiento de talco de origen secundario cuyo porcentaje no excede el 30 por ciento, el pseudo talco tiene un aproximado de 60 por ciento de carbonato de calcio y es considerado como desmonte. El rumbo predominante es en la dirección Sur-Este-Nor-Oeste con buzamiento variable de 25° a 70° al Sur-Oeste, con potencias de uno a cuatro metros, cuyas longitudes sobrepasan más de 100 metros en cada tramo de extracción, cuyas profundidades del afloramiento hacia el interior pasan más de 40 metros con respecto a la superficie. El anexo 3: Resultados de geología-Geología local, se describe la geología local.

#### **4.3.4. GEOLOGÍA ECONÓMICA**

En la zona del proyecto, el principal recurso natural renovable es el talco y la arcilla, minerales no metálicos que son explotados para la elaboración de productos cerámicos. El anexo 3: Resultados de geología-Geología económica, se describe la geología económica de la zona del proyecto.

Según el informe de exploración realizado en la zona del proyecto se tienen reservas de talco en la categoría de probadas y probables 22800 toneladas métricas, con potencias de depósitos de material que fluctúan entre tres y ocho metros, por lo cual se recomienda una explotación a tajo abierto para la dejar al descubierto el mineral.

#### **4.3.5. GEODINÁMICA EXTERNA**

La zona de estudio se encuentra en un área de laderas con pendientes moderadas a pronunciadas, las fuertes precipitaciones que se presentan en la zona constituyen junto a los deslizamientos y desprendimientos como el riesgo geológico más latente.

Los movimientos en masa observada fueron de deslizamientos, desprendimientos y huaycos, los cuales se han observado en ciertas áreas cercanas al proyecto. El área es propensa a erosión, principalmente en pequeñas torrenteras y surcos producto de diversos agentes externos, cuyo grado de susceptibilidad es moderado; la erosión se puede apreciar principalmente en las zonas próximas proyecto. Por todo lo anteriormente mencionado, el

área de estudio de clasifica como un área con moderada susceptibilidad a los movimientos en masa. El anexo 3: Resultados de geología-Geodinámica externa, se describe los aspectos más importantes de la geodinámica de la zona del proyecto.

#### 4.4. PELIGRO SÍSMICO

La zona del proyecto se ubica, según su morfología regional, en la cordillera occidental de la Zona II de los principales elementos tectónicos en Perú. El marco tectónico regional está gobernado por la placa de Nazca y Sudamericana, con rasgos principales de la cordillera occidental la cordillera de los andes y la fosa oceánica Perú-Chile.

La zonificación tectónica próxima al área donde del proyecto tiene las fallas Cordillera Blanca, Cayesh, Huaytapallana, Gran Bretaña y Alpamarca. Por otro lado, se observa una importante sismicidad histórica con sismos que alcanzan una intensidad de VIII en la escala Richter; la sismicidad instrumental tiene datos precisos desde 1963. En el anexo 4- Características sísmica de la zona, se describe a mayor detalle la zonificación

Según los resultados de la revisión del material empleado para la determinación del peligro sísmico, en la zona del proyecto, mediante un análisis probabilístico se presenta la Tabla 23 donde se puede observar los resultados para la aceleración máxima de diseño (PGA) obtenido para un 10 por ciento de probabilidad de excedencia y periodo de retorno de 475 u 500 años.

**Tabla 23: Aceleración máxima horizontal -PGA**

Nombre del estudio o proyecto	Tipo de análisis	Ubicación	PGA
Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú-IGP.	Probabilístico	Junín	0.26
Norma E030 “Diseño sismo resistente”	Probabilístico	Zona 2	0.25
Recrecimiento del depósito de relaves “La Esperanza”- JMFIC S.A.C	Probabilístico	Junín	0.26
Recrecimiento del depósito de relaves “Puquiococha”- ROMAIA S.A.C	Probabilístico	Junín	0.28
Proyecto Alpamarca- Zer Geosystem Perú S.A.C	Probabilístico	Junín	0.26

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados de la tabla anterior y teniendo en cuenta la normatividad nacional y la revisión de bibliografía especializada; se consideró que el coeficiente sísmico horizontal sea 0.173 que fue determinado como 2/3 de la aceleración máxima horizontal, cuyo valor de 0.26 fue tomado del estudio presentado por el IGP (Instituto Geofísico del Perú). En el anexo 7: Planos, se muestra el plano 10-Mapa de Isoaceleraciones.

#### 4.5. GEOTECNIA

##### 4.5.1. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Las investigaciones geotécnicas abarcó la ejecución de dos estaciones de registro geotécnico del macizo rocoso y la excavación de dos calicatas en los emplazamientos de los tajos, los datos básicos de las mencionadas investigaciones se presentan en la Tabla 24- Ubicación de las investigaciones geotécnicas. En el anexo 7: Planos, se presenta el plano 11- Ubicación de los puntos de investigación geotécnica, donde se pueden apreciar gráficamente la ubicación de los puntos de investigación realizados en el desarrollo del presente proyecto.

**Tabla 24: Ubicación de las investigaciones geotécnicas**

<b>Código</b>	<b>Coordenada Este (m)</b>	<b>Coordenada Norte (m)</b>	<b>Elevación (msnm)</b>	<b>Descripción</b>
M-1	435262.0	8748058.0	3274.0	Calicata- Tajo 1
M-2	435232.0	8748082.0	3287.0	Calicata- Tajo 2
E-1	435275.0	8748066.0	3272.0	Estación geomecánica-Tajo 1
E-2	435241.0	8748096.0	3288.0	Estación geomecánica-Tajo 2

Fuente: Elaboración propia

##### a. Mapeo geotécnico de afloramientos rocosos

Los mapeos geotécnicos realizados por la empresa INGECON MIPERÙ S.A.C., mediante el método de celdas de detalle que establecieron dos estaciones de registro donde se registraron los parámetros geomecánicos de campo. En el Anexo 5: Resultados de geotecnia-Mapeo de afloramientos rocosos, se presentan las figuras 41 y 42 con los resultados del mapeo geológico de las estaciones geomecánicas establecidas.

## **b. Excavación de calicatas**

Las calicatas realizadas en los futuros tajos 1 y 2 fueron en total dos con una profundidad promedio de dos metros. El perfil litológico que mostraron ambas calicatas es semejante, es decir presentan un top soil hasta una profundidad de 0.1 metros, luego de esto se presenta una grava limosa de compacidad densa hasta una profundidad de 1.30 metros; finalmente luego de los 1.30 metros de profundidad se logra apreciar afloramientos con presencia de carbonato de calcio. En el anexo 5: Resultados de geotecnia, se presenta las figuras 43 y 44 que muestran el perfil litográfico de cada una de las calicatas.

## **4.5.2. ENSAYOS DE LABORATORIO**

### **a. Ensayos de laboratorio de mecánica de rocas**

Los ensayos realizados por la empresa INGECON MIPERU S.A.C para la Compañía Minera Las Camelias S.A, fueron presentados en el informe N° 005/LMR/PUCP y corresponden a los resultados de los ensayos de las muestras M-1 y M-2 extraídas de los tajos 1 y 2 respectivamente. En el anexo 5: Resultados de geotecnia-Ensayos de laboratorio, se muestra la figura 45 a la figura 50 que muestran el registro fotográfico de los ensayos realizados.

#### **a.1. Ensayo de propiedades físicas**

Los ensayos de las propiedades físicas, se realizaron según la norma ASTM C-97-02 y se muestran los resultados en la Tabla 25-Resultados de propiedades físicas de la roca intacta. La roca presenta elevada densidad y baja porosidad, así mismo tiene una absorción bien baja.

**Tabla 25: Resultados de propiedades físicas de la roca intacta**

<b>Muestra</b>	<b>Densidad seca (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Densidad húmeda (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Porosidad aparente (%)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Peso específico aparente (KN/m<sup>3</sup>)</b>
M-2	2.56	2.60	1.25	0.40	30.00

Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

### a.2. Ensayo de compresión uniaxial

Los ensayos de compresión uniaxial de la roca intacta, se realizaron en dos testigos según la norma ASTM D2938 y se muestran los resultados en la Tabla 26-Resultados de compresión uniaxial. Por su resistencia la roca es de grado R4 y considerada fuerte según la Tabla 4 publicada por Brown en 1981.

**Tabla 26: Resultados de compresión uniaxial de la roca intacta**

Muestra	Resistencia a la compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Clasificación
M-2	757.76	73.69	R4-Fuerte

Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

### a.3. Ensayo de compresión triaxial

El ensayo de compresión triaxial se realizó de la roca intacta, según la norma ASTM 2664-95. Los testigos de los ensayos fueron extraídos de las muestras M-1 y M-2, por lo cual se dio una codificación M-C7. Los resultados se muestran en la Tabla 27-Resultados de ensayo de compresión triaxial.

**Tabla 27: Resultados de ensayo de compresión triaxial**

Muestra	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (MPa)
M-C7	40.92	0.269

Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

### a.4. Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo se realizó sobre una discontinuidad inducida, según la norma ASTM D 5607-95. Los resultados se muestran en la Tabla 28-Resultados de ensayo de corte directo.



**Tabla 28: Resultados de ensayo de corte directo**

<b>Muestra</b>	<b>Angulo de fricción interna (°)</b>	<b>Cohesión (MPa)</b>
M-2	36.5	0.141

Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

### **4.5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA**

#### **a. Unidades del macizo rocoso**

INGECON MIPERU S.A.C, identifico una sola unidad de macizo rocoso para los propósitos de diseño, debido a que las condiciones geológicas locales, geología estructural y litología son similares en la zona de emplazamiento de los taludes. La unidad presenta predominio superficial de carbonato de calcio a un 30 por ciento, material de donde se extraerá el talco, a una potencia de 10 metros de profundidad aproximadamente se encuentra una roca más dura con un 60 por ciento de carbonato de calcio y que se denomina pseudo-talco.

#### **b. Caracterización del macizo rocoso**

La caracterización geotécnica del macizo rocoso fue realizada por la empresa INGECON MIPERU S.A.C., cuyo informe se proporcionó para la realización del presente trabajo académico.

##### **b.1. Distribución de discontinuidades**

El informe presentado por, INGECON MIPERU S.A.C, indica que se realizó el análisis 18 registros de la orientación de las discontinuidades de los macizos rocosos que estaban repartidos en dos estaciones de medición que se encontraban emplazadas en las áreas de los tajos proyectados de la cantera.

La distribución de las discontinuidades de los datos del mapeo geotécnico del macizo rocoso se procesó utilizando una proyección estereográfica equiareal en el hemisferio sur con una distribución de Schmidt mediante el Software Dips 5.0. Los resultados de las orientaciones principales que muestran en la Tabla 29-Principales sistemas de discontinuidades indican que para el tajo 1 existe dos sistemas de familias principales y para el tajo 2 sistemas de familias

principales. En el anexo 5: Resultados de geotecnia se presenta la figura 40 -Proyección estereográfica de los tajos 1 y 2 que muestra el resultado de la proyección estereográfica de las estaciones geomecánicas del proyecto.

**Tabla 29: Orientación de los principales sistemas de discontinuidades**

Estación	Área	Sistemas		
		I (Buz. /Dir. Buz.)	II (Buz. /Dir. Buz.)	III (Buz. /Dir. Buz.)
E-1	Tajo 1	82°/089°	54°/356°	-
E-2	Tajo 2	63°/086°	52°/336°	78°/114°

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.4. RESISTENCIA DE LA ROCA

##### a. Resistencia de la roca intacta

La resistencia de la roca intacta ha sido obtenida de los ensayos de compresión uniaxial desarrollado a las muestras extraídas. En la Tabla 30-Resistencia de la roca intacta, se muestra el valor obtenido para la roca intacta luego de promediar los valores obtenidos en laboratorio. Estos resultados indican que es una roca muy fuerte y competente por su clasificación R4.

**Tabla 30: Resistencia de la roca intacta**

Unidad del macizo rocoso	Resistencia a la compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la compresión simple (MPa)
GLOBAL	746.14	73.69

Fuente: Elaboración propia

##### b. Parámetros Hoek-Brown

Los parámetros constantes de roca intacta mostrado en la Tabla 31, como el “ $m_i$ ” fue obtenido de la Tabla 3 que son valores recomendados por Hoek; para este proyecto se utilizó un valor estimado igual a 10. El factor de alteración “D” es igual a 0.7, valor que representa la alteración de un macizo rocoso que se explota de forma manual según la Tabla 2 propuesta por Hoek.

**Tabla 31: Parámetros de Hoek-Brown**

Unidad del macizo rocoso	Constante de la roca intacta “mi”	Factor de alteración del macizo “D”
Global	10	0.7

Fuente: Elaboración propia

**c. Resistencia al corte de discontinuidades**

Los resultados de la resistencia al corte en las discontinuidades se presentan en la Tabla 28- Resultados de ensayo de corte directo; estos resultados representan las condiciones de resistencia al corte en las discontinuidades.

**4.5.5. PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO**

**a. Clasificación del macizo rocoso-RMR<sub>89</sub> (Bieniawski -1989)**

La clasificación realizada en el campo por INGECON MIPERU S.A.C para clasificar geomecánicamente el macizo rocoso mediante el criterio de clasificación RMR<sub>89</sub> (*Rock Mass Rating* 1989) de Bieniawski. Uso la valoración de parámetros como, la resistencia a la compresión de la roca intacta, el índice de calidad de roca (RQD), condición de las juntas y agua subterránea para valorar al macizo rocoso como regular tipo III. El anexo 5: Resultados de geotecnia-Mapeo geomecánico, muestra las figuras 41 y 42 –mapeo geomecánico del tajo, en donde se puede ver las valoraciones utilizadas para determinar la clasificación en campo.

El resumen de la clasificación del macizo rocoso en los emplazamientos proyectados de los tajos 1 y 2 del proyecto, se presenta en la Tabla 32-Clasificación del macizo rocoso.

**Tabla 32: Clasificación RMR<sub>89</sub> del macizo rocoso**

Código	Coordenada este	Coordenada norte	RMR <sub>89</sub>	Clasificación del macizo
E-1	435275.0 m	8748066.0 m	47	III-Regular
E-2	435241.0 m	8748096.0 m	46	III-Regular

Fuente: Elaboración propia

**b. Clasificación del macizo rocoso- GSI (Hoek et al -2002)**

Los resultados de la clasificación del macizo rocoso usando el sistema de clasificación GSI, se muestran en la Tabla 33-Clasificación GSI del macizo rocoso; en la tabla se puede observar que en las estaciones geomecánicas emplazadas en los tajos 1 y 2 tienen un valor cuantitativo de GSI igual a 41 y 42, lo cual clasifica al macizo rocoso como una estructura levemente fracturada con condiciones regulares para las discontinuidades.

**Tabla 33: Clasificación GSI del macizo rocoso**

Código	Coordenada este (m)	Coordenada norte (m)	RMR <sub>89</sub>	GSI	Clasificación del macizo rocoso
E-1	435275.0	8748066.0	47	42	Estructura levemente fracturada, condiciones regulares de las discontinuidades.
E-2	435241.0	8748096.0	46	41	Estructura levemente fracturada, condiciones regulares de las discontinuidades.

Fuente: Elaboración propia

**c. Parámetros de resistencia del macizo rocoso**

Los parámetros de resistencia del macizo rocoso se obtuvo del criterio de falla generalizado de Hoek y Brown (2002), criterio que se encuentra integrado en el programa de cómputo ROCLAB; se asumió como 30 metros la altura total del talud.

El resumen de los cálculos realizados con el software Roclab, se muestran en la Tabla 34- parámetros de resistencia del macizo rocoso. En el anexo 5: Resultados de geotecnia –se muestra la figura 51-Parámetros de resistencia del macizo rocoso calculados con Roclab.

**Tabla 34: Parámetros de resistencia del macizo rocoso**

UCS (MPa)	RMR <sub>89</sub>	GSI	m <sub>i</sub>	D	m <sub>b</sub>	s	a
73.69	47	42	10	0.7	0.413	0.0002	0.510

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.6. AGUA SUBTERRÁNEA

El nivel del agua subterránea para el presente trabajo académico se consideró que debe estar a una profundidad tal que no interfiere con los niveles de análisis planteados para el presente proyecto. Por tanto, no se considera su influencia en los análisis desarrollados ya que las condiciones de la zona del proyecto como la baja permeabilidad del material, control sobre el sistema de drenaje y observaciones en el campo en diferentes épocas del periodo hidrológico, no se ha observado presencia de agua subterránea. En la Tabla 35-nivel freático en el proyecto, se muestran los resultados de algunas observaciones y ensayos de campo.

**Tabla 35: Nivel freático en el proyecto**

Código	Profundidad	Nivel freático	Permeabilidad	Conductividad hidráulica
M-1	2.3 m	No se observa	Baja	Muy baja
M-2	2.5 m	No se observa	Baja	Muy Baja

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6. DISEÑO DEL TALUD DEL TAJO

Los parámetros de diseño de los taludes de los tajos 1 y 2 del proyecto de explotación de la cantera “La Tormenta”, se basan en criterios operacionales que deben tenerse en cuenta de acuerdo al proyecto, el cual es corte del material con una retroexcavadora.

##### 4.6.1. ALTURA DE BANCO

La altura de los bancos seleccionada es de 5 m tanto para fases intermedias y fase final de la explotación o cierre de mina. Este valor está determinado por las dimensiones de la maquinaria que se utilizara para las actividades de explotación.

##### 4.6.2. ANCHO DE BERMA

El ancho de berma calculada es de 3 metros; fue calculada mediante las relaciones propuestas por Call (1992).Este ancho fue optimizado a un ancho de 4 metros para la circulación segura de los camiones de acarreo cuyo ancho es de 3 metros, el ancho propuesto es suficiente para

los trabajos de corte, carguío y acarreo del material ya que no se observa obstaculización en el tránsito de la maquinaria utilizada

#### 4.6.3. ÁNGULO DE BANCO

Según los criterios de resistencia, grado de fracturamiento, calidad del macizo rocoso y resultados del análisis cinemático, INGECON MIPERU S.A.C consideró que para un rango del ángulo de banco entre 60° y 80° no se presentan mecanismos de falla estructural tales como falla plana, falla tipo cuña, falla tipo volteo. Ver Tabla 36.

En el presente trabajo académico se concluye que el ángulo del talud de banco como punto de inicio en el desarrollo de los modelos a analizar con el *software* Slide 6.0, deberá encontrarse en el rango propuesto por INGECON MIPERU S.A.C; por tanto luego del análisis del informe presentado por INGECON MIPERU S.A.C, se determinó que el ángulo de banco de inicio en los modelos a analizar será de 70° e irán variando hasta obtener un ángulo que permita la mayor explotación de material manteniendo las condiciones seguras .

**Tabla 36: Parámetros geométricos del talud de banco del modelo inicial**

Altura de banco (m)	Ancho de berma (m)	Ángulo del banco (°)
5.0	4.0	70°

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.4. FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad para el presente proyecto se ha determinado considerando que los estos dependen de la confiabilidad de la información, los supuestos de diseño y la consecuencia de las fallas de los taludes. Por lo anteriormente mencionado y teniendo en cuenta la normativa nacional, en la Tabla 37-Factores de seguridad mínimos se presentan los valores para el análisis de los taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas; considerando condiciones drenadas en el talud.

**Tabla 37: Factores de seguridad mínimo para el proyecto**

Escala	Factor de seguridad a corto y mediano plazo (Explotación)		Factor de seguridad a largo plazo (Cierre de mina)	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Talud global	1.3	1.25	1.5	1.3

Fuente: Elaboración propia

#### **4.6.5. EVALUACIÓN CINEMÁTICA**

El análisis cinemático, realizado por la empresa INGECON MIPERU S.A.C, determina que las fallas controladas estructuralmente a lo largo de las discontinuidades tales como falla plana, falla tipo cuña y fallas tipo vuelco en los bancos no se presentan para ángulos entre 60° y 80°, por lo que del análisis presentado se determina que se puede elegir un ángulo de banco en el rango establecido para así poder determinar el ángulo global final del talud.

#### **4.7. MODELAMIENTO CON SOFTWARE**

Los resultados del análisis de estabilidad global del macizo rocoso que fueron determinados usando métodos de equilibrio límite incluidos dentro del *software* Slide 6.0; para lo cual se realiza un resumen general de los resultados en los siguientes puntos.

##### **4.7.1. DATOS DE ENTRADA DEL MODELO**

Para los propósitos de análisis de estabilidad global del macizo rocoso fueron ingresados datos, calculados previamente. En los siguientes acápite se indica en donde se encuentran cada uno de estos datos y que se encuentran en forma resumida en los siguientes acápite:

##### **a. Geometría de las secciones de análisis**

Las secciones de análisis creadas a partir del modelo de elevación digital del terreno fueron tres, las cuales representan diferentes etapas del proceso de explotación de la cantera. Las tres secciones creadas fueron terreno natural de los tajos 1 y 2; taludes en explotación de los tajos 1 y 2; finalmente taludes en cierre de mina de los tajos 1 y 2. Es preciso aclarar que tanto las

geometrías presentadas en este acápite para las etapas de explotación y cierre de mina son referenciales y son objeto inicial de análisis para determinar su geometría final.

La localización y geometría de las secciones de análisis planteados para los tajos 1 y 2, se pueden ver en el Anexo 7: Planos donde se presenta el plano 12-Ubicación y secciones de análisis. Las geometrías de los taludes alcanzan una altura entre 18 y 23 metros.

**b. Modelo geológico de las secciones de análisis**

La empresa INGECON MIPERU S.A.C, determino que las secciones transversales del modelo geológico propuesto para los emplazamientos de las secciones de análisis constan de dos materiales a los que se les denominó como talco y macizo rocoso (afloramientos de pseudo-talco); el modelo geológico presenta potencias de material a explotar de hasta 12 metros y su geometría de distribución en las secciones propuestas se presenta en el anexo 7: Planos donde se presenta el plano 13-Modelo geológico de las secciones transversales.

**c. Propiedades de los materiales**

La resistencia al corte del macizo rocoso (pseudo-talco) fue determinada mediante el criterio de falla generalizado de Hoek-Brown y del talco fue determinada mediante el criterio de falla de Mohr-Coulomb; los parámetros se pueden ver en la tabla 34 y tabla 27; las propiedades físicas como el peso específico de los materiales se pueden ver en la Tabla 25.

La superficie freática fue considerada como nula, ya que de los estudios de campo realizados no se presentó visualización del nivel freático. Este punto nos permite modelar con materiales en condiciones drenadas.

**d. Asignación de cargas sísmicas**

El cálculo del coeficiente sísmico horizontal ha sido desarrollado en forma más detallada en su respectivo acápite, por lo cual condiciones sísmicas establecidas se mencionan en la tabla 23, donde concluye que el coeficiente sísmico horizontal es de 0.173 y el coeficiente sísmico vertical se considera nulo porque se asume que los epicentros serán lejos del área del proyecto.

**e. Configuración de las herramientas de análisis**

El modelo geotécnico del macizo rocoso se estableció con unidades del sistema internacional, la dirección de falla de acuerdo a la orientación del deslizamiento potencial, se consideró los



efectos del agua subterránea como nulos debido a su ausencia y los métodos seleccionados para el análisis son Bishop Simplificado, Janbú Simplificado, Morgenstern –Price y Spencer.

**f. Configuración de la superficie de deslizamiento**

La superficie de deslizamiento para el análisis de la estabilidad global del macizo rocoso fue determinada como circular con una búsqueda de las potenciales superficiales de falla en forma automática considerando un incremento radial de 10 metros.

**g. Correlación entre ángulo de banco y factor de seguridad**

**g.1. Correlación en el tajo N°1**

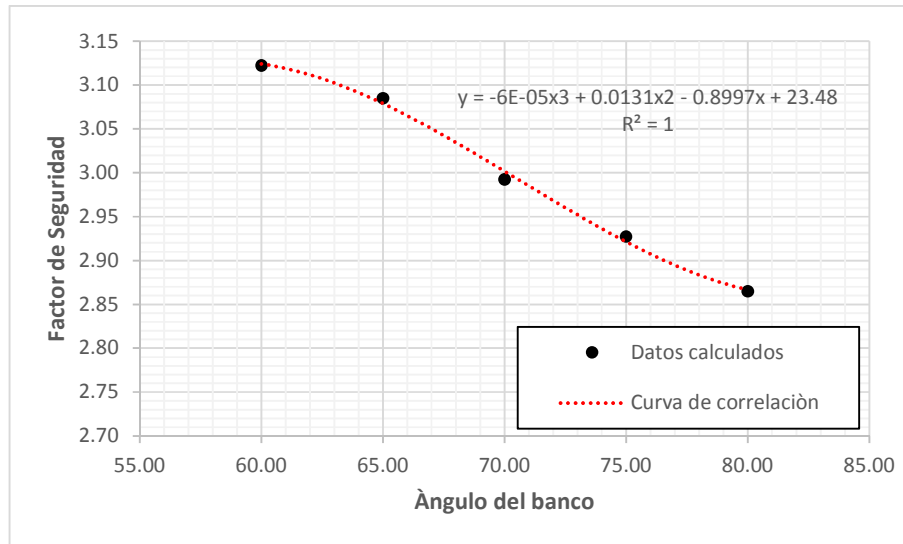
Los resultados del factor de seguridad pseudo-estático calculado mediante diferentes métodos de equilibrio límite y promediados, muestran una de correlación del 100 por ciento entre los ángulos de banco propuestos y el factor de seguridad según se muestra en la Tabla 38.

Los factores de seguridad pseudo estáticos obtenidos superan en gran valor al factor de seguridad pseudo-estático propuestos en la Tabla 37 y es el criterio de aceptación de que el macizo rocoso se encuentra estable en etapas de explotación o cierre de mina, por lo que se propone como el ángulo de banco en 80 ° para la de la geometría del talud del tajo 1.

**Tabla 38: Correlación ángulo vs factor de seguridad pseudo-estático del tajo N°1**

Ángulo	60°	65°	70°	75°	80°
<b>Factor de seguridad-Bishop simplificado</b>	2.92	2.88	2.87	2.84	2.77
<b>Factor de seguridad-Janbú simplificado</b>	2.87	2.84	2.83	2.79	2.75
<b>Factor de seguridad Morgenstern-Price</b>	2.91	2.87	2.87	2.84	2.79
<b>Factor de seguridad -Spencer</b>	2.91	2.87	2.89	2.94	2.82
<b>Promedio</b>	2.90	2.87	2.87	2.85	2.78
<b>Ecuación/R<sup>2</sup></b>	$FS = -6E-05x^3 + 0.0131x^2 - 0.8997x + 23.48$ $R^2 = 1$				

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

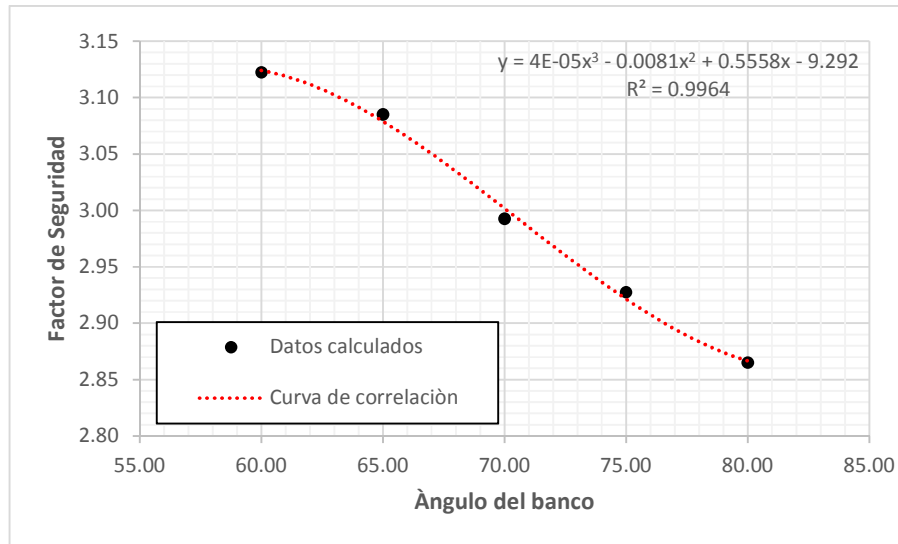
Figura 20: Correlación ángulo vs el factor de seguridad pseudo-estático del tajo N°1

g.2. Correlación tajo N°2

Tabla 39: Correlación ángulo vs factor de seguridad pseudo-estático del tajo N°2

Ángulo	60°	65°	70°	75°	80°
Factor de seguridad-Bishop simplificado	3.14	3.10	2.95	2.86	2.80
Factor de seguridad-Janbú simplificado	3.09	3.04	2.92	2.86	2.77
Factor de seguridad Morgenstern-Price	3.13	3.10	3.00	2.87	2.87
Factor de seguridad -Spencer	3.13	3.10	3.10	3.12	3.02
Promedio	3.12	3.09	2.99	2.93	2.87
Ecuación/R <sup>2</sup>	$FS = 4E-05x^3 - 0.0081x^2 + 0.5558x - 9.292$ $R^2 = 0.9964$				

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

**Figura 21: Correlación ángulo vs el factor de seguridad pseudo-estático del tajo N°1**

Los resultados del factor de seguridad pseudo-estático calculado mediante diferentes métodos de equilibrio límite y promediados, muestran una de correlación del 99 por ciento entre los ángulos de banco propuestos y el factor de seguridad según se muestra en la Tabla 39.

Los factores de seguridad pseudo estáticos obtenidos superan en gran valor al factor de seguridad pseudo-estático propuestos en la Tabla 37 y es el criterio de aceptación de que el macizo rocoso se encuentra estable en etapas de explotación o cierre de mina, por lo que se propone como el ángulo de banco en 80 ° para la de la geometría del talud del tajo 2.

### **g.3. Resumen de los resultados del análisis de correlación**

Las ecuaciones de correlación determinadas para el tajo 1 y el tajo 2, muestran que el promedio del factor de seguridad pseudo-estático, calculado por los diferentes métodos de análisis, puede determinarse en un rango del 99 al 100 por ciento utilizando la variación del ángulo de banco en el rango de 60° a 80° en ambos tajos.

El factor de seguridad pseudo-estático crítico según este análisis de correlación varía en el rango de 2.78 y 3.02 con el ángulo de 80°, valores superiores al valor mínimo requerido por la normatividad para condiciones de estabilidad a largo plazo o para cierre de minas. En la figura 63 y figura 64, se muestra los resultados del cálculo del factor de seguridad usando el *software* Slide 6.0; se tiene en cuenta el ángulo crítico que es 80°

#### 4.7.2. RESULTADOS DEL MODELAMIENTO

El resumen de los resultados del modelamiento con el *software* Slide 6.0 se muestran en los siguientes puntos. En el anexo 7: Planos, se muestra el Plano 14, Plano 15 y Plano 16 donde se muestran el resultado del factor de seguridad obtenido mediante los cuatro métodos análisis considerados; el ángulo de banco para las secciones analizadas, las cuales representan las etapas de explotación y cierre, es de 80° ya que mediante el análisis de correlación se puede concluir este ángulo permite tener un factor de seguridad que permite explotar la cantera en condiciones seguras, no se presentaran fallas tipo plana, cuña o volteo y además permite la máxima explotación del material.

##### a. Resultados de la sección de explotación y cierre propuesta

El ángulo de banco propuesto, con el cual se verifica la estabilidad global del macizo rocoso, para la sección geométrica final de los tajos 1 y 2 de la cantera “La tormenta” es de 80°, ya que se determinó mediante el análisis de los diferentes métodos propuestos en este trabajo académico, la geometría de los tajos, determinada mediante el ángulo propuesto, se dan factores de seguridad que superan lo mínimo requerido por la normatividad nacional.

##### a.1. Análisis de estabilidad mediante el método de Bishop Simplificado

El análisis de estabilidad global del macizo rocoso, mediante el método de Bishop simplificado, da como resultado un factor de seguridad crítico de 2.77 y 2.80 para los tajos 1 y 2 respectivamente; el factor de seguridad calculado es superior al factor de seguridad mínimo aceptado para corto, mediano y largo plazo del proyecto, con lo cual se concluye que utilizando el método Bishop simplificado se dan las condiciones de seguridad requeridas para la estabilidad del macizo rocoso. Los resultados de este método se muestran en la Tabla 40.

**Tabla 40: Resultados del análisis mediante Bishop Simplificado**

Sección	Condiciones iniciales		Condiciones de explotación		Condiciones de cierre	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Talud 1	4.80	3.26	3.48	2.77	3.48	2.77
Talud 2	5.29	3.46	3.54	2.80	3.54	2.80

Fuente: Elaboración propia

### a.2. Análisis de estabilidad mediante el método de Janbú Simplificado

El análisis de estabilidad global del macizo rocoso, mediante el método de Janbú simplificado, da como resultado un factor de seguridad crítico de 2.75 y 2.77 para los tajos 1 y 2 respectivamente; el factor de seguridad calculado es superior al factor de seguridad mínimo aceptado para corto, mediano y largo plazo del proyecto, con lo cual se concluye que utilizando el método Janbú simplificado se dan las condiciones de seguridad requeridas para la estabilidad del macizo rocoso. Los resultados de este método se muestran en la Tabla 41.

**Tabla 41: Resultados del análisis mediante Janbú Simplificado**

Sección	Condiciones iniciales		Condiciones de explotación		Condiciones de cierre	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Talud 1	4.59	3.10	3.51	2.75	3.51	2.75
Talud 2	5.11	3.33	3.56	2.77	3.56	2.77

Fuente: Elaboración propia

### a.3. Análisis de estabilidad mediante el método de Morgenstern-Price

El análisis de estabilidad global del macizo rocoso, mediante el método de Morgenstern-Price, da como resultado un factor de seguridad crítico de 2.79 y 2.87 para los tajos 1 y 2 respectivamente; el factor de seguridad calculado es superior al factor de seguridad mínimo aceptado para corto, mediano y largo plazo del proyecto, con lo cual se concluye que utilizando el método Janbú simplificado se dan las condiciones de seguridad requeridas para la estabilidad del macizo rocoso. Los resultados de este método se muestran en la Tabla 42.

Los resultados mostrados en la tabla 42, se dan considerando la distribución de las fuerzas entre las dovelas, para el análisis con este método, tienen una distribución de igual a la mitad de la función seno.

**Tabla 42: Resultados del análisis mediante Morgenstern-Price**

Sección	Condiciones iniciales		Condiciones de explotación		Condiciones de cierre	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Talud 1	4.79	3.26	3.65	2.79	3.65	2.79
Talud 2	5.29	3.46	3.71	2.87	3.71	2.87

Fuente: Elaboración propia

#### **a.4. Análisis de estabilidad mediante el método de Spencer**

El análisis de estabilidad global del macizo rocoso, mediante el método de Spencer, da como resultado un factor de seguridad crítico de 2.82 y 3.02 para los tajos 1 y 2 respectivamente; el factor de seguridad calculado es superior al factor de seguridad mínimo aceptado para corto, mediano y largo plazo del proyecto, con lo cual se concluye que utilizando el método Janbú simplificado se dan las condiciones de seguridad requeridas para la estabilidad del macizo rocoso. Los resultados de este método se muestran en la Tabla 43.

**Tabla 43: Resultados del análisis mediante Spencer**

Sección	Condiciones iniciales		Condiciones de explotación		Condiciones de cierre	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Talud 1	4.79	3.26	3.66	2.82	3.66	2.82
Talud 2	5.29	3.47	3.71	3.02	3.71	3.02

Fuente: Elaboración propia

**b. Diseño de taludes propuestos para la explotación y cierre de mina**

La Tabla 44, muestra las características del diseño final propuesto para las etapas de explotación y cierre de minas del proyecto, teniendo en cuenta el factor de seguridad calculado mediante el método de Spencer ya que este se considera como el más preciso de los métodos de análisis por equilibrio límite. Este método nos indica que el factor de seguridad para mediano y largo plazo en un ángulo de banco de 80° y en condiciones pseudo-estáticas, condición de análisis más crítica, es mucho más grande que 1.25 y 1.3 de las condiciones de explotación y cierre en condiciones pseudo-estáticas.

Los factores de seguridad global del macizo rocoso obtenidos mediante el método de análisis de Spencer permiten proponer que las secciones del tajo en las etapas de explotación y cierre de mina sean las mismas, ya que presentan un factor de seguridad muy superior al mínimo exigido en condiciones pseudo-estáticas por la normativa nacional vigente.

El anexo 7: Planos se presentan los resultados gráficos de estos análisis, para lo cual se elaboró el plano 15, plano 16 y plano 17.

**Tabla 44: Diseño de taludes propuestos**

Tajo	Angulo de banco	Angulo global	Altura de banco	Altura global	Ancho de berma	Factor de seguridad para explotación y cierre de mina	
						Estático	Pseudo-estático
Nº1	80°	49°	5.0 m	22.8m	4.0 m	3.66	2.82
Nº2	80°	51°	5.0 m	18.5 m	4.0 m	3.71	3.02

Fuente: Elaboración propia

## V. CONCLUSIONES

- La estabilidad global del macizo rocoso, según la normativa nacional y los criterios adoptados, en los tajos 1 y 2 de la cantera “La Tormenta” presenta una estabilidad superior a lo mínimo exigido; los cálculos del factor de seguridad obtenido mediante métodos de equilibrio límite dan un factor de seguridad pseudo-estático para condiciones de largo plazo igual a 2.82 y 3.02 en los tajos 1 y 2 respectivamente, el cual es superior a 1.3 requerido para estas condiciones de análisis. Por lo tanto los taludes de los tajos 1 y 2 son estables a escala global y no se requiere de la implementación de elementos de sostenimiento en el macizo rocoso.
- Los estudios de ingeniería desarrollados, como paso previo al análisis de estabilidad, permitió obtener modelos de elevación digital del terreno (MDT) y secciones geométricas con precisión geodésica de 1/10430; determinar la estabilidad hidrológica de los taludes al proyectar un canal de coronación que permite evacuar  $0.0919 \text{ m}^3/\text{s}$  que es superior al caudal de escorrentía de  $0.085 \text{ m}^3/\text{s}$  y cuyas características geométricas se indican en la tabla 20; establecer el modelo geológico cuya potencia de material de explotación es de 10 metros y finalmente representar las condiciones de sismo adoptando valores de 0.173 y cero para el coeficiente sísmico horizontal y vertical respectivamente, teniendo en cuenta que el coeficiente sísmico horizontal cumple con las recomendaciones internacionales y las normas nacionales para su determinación y el coeficiente sísmico vertical solo presenta relevancia en la zona epicentral del movimiento sísmico para un análisis pseudo-estático.
- Se diseñó modelos geotécnicos, para los taludes de los tajos 1 y 2, conformados por la geometría del macizo rocoso, características sísmicas, propiedades de materiales determinados en los resultados de laboratorio, modelo geológico de las potencias del material de explotación y parámetros de diseño geométrico en *pits*. El análisis de los modelos se realizó usando métodos de equilibrio límite y el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown, criterio que representa la mejor forma realizar el



análisis del macizo rocoso porque incorpora los resultados de ensayos en laboratorios, los datos del mapeo geomecánico y el estado cualitativo del macizo observado en campo que no son considerados por el criterio de falla de Mohr –Coulomb que genera resultados sobrevalorados en los resultados de laboratorio; ya que según expuesto en “*The progressive failure of Lac du Bonnet granite*” por Martin y Chandler (1994), la resistencia in situ de la roca intacta solo suele ser del orden del 70 por ciento de los resultados obtenidos en laboratorio.

- La geometría final de los tajos 1 y 2 será la que se propone en la Tabla 44, tanto para la etapa de explotación y para la etapa de cierre de mina, las cuales representan condiciones de operación a mediano y largo plazo. La geometría propuesta presenta una estabilidad cinemática contra fallas plana, cuña y volteo así como estabilidad global de los taludes que conforman los tajos.

## VI. RECOMENDACIONES

- . Los resultados de los cálculos presentados en el presente trabajo académico deben utilizarse para estudios de ingeniería preliminares, ya que para estudios definitivos se recomienda aumentar la densidad de los ensayos de laboratorio y aumentar el registro de los levantamientos en campo con la realización de mapeos geomecánicos mediante celdas de detalle u en su defecto líneas de detalle.
- . La cantera se recomienda ser explotada inicialmente en ángulos bajos según lo propuesto en el análisis de correlación del factor de seguridad y el ángulo de banco, a manera realizar un mayor desarrollo de estudios del macizo rocoso expuesto los que ayudara a mejorar la determinación de la estabilidad del macizo durante el proceso de explotación.
- . Se recomienda la realización de un estudio de estabilidad global de los tajos 1 y 2 usando modelos numéricos que incluya el análisis de deformaciones y una reducción gradual de los valores obtenidos en laboratorio hasta simular las condiciones *in situ* que se darían alrededor del 70 por ciento de los valores obtenidos en laboratorio para los parámetros de la roca intacta.
- . La implementación de un programa de monitoreo de taludes a través de la implementación de puntos de desplazamientos georreferenciados para la etapa de cierre de minas es recomendable.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson; Sharma, S; Boyce, G.2002.Slope stability and stabilization methods.2 ed.Estados Unidos de Norteamérica, Wiley-Interscience.703 p.
- ANA (Autoridad Nacional del Agua).comp.2010.Manual: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico. En línea. Lima, Perú. Consultado el 12 dic. 2017. Disponible en <http://www.ana.gob.pe/media/389716/manual-dise%C3%B1os-1.pdf>.
- Aparicio, FJ.1992.comp.Fundamentos de Hidrología de Superficie.2 ed. México. Editorial Limusa.291p.
- Balmer, G.1952. A General Analytic Solution for Mohr's Envelope m. Soc.Test. Mat. s.l. s.n.t.s.e.52 p.
- Barrera, S; Campaña, J.CH.2003. Análisis de estabilidad de presas de relave-Practica chilena. En línea. Santiago, CH. ARCADIS Geotécnica. Consultado el 5 may. 2018. Disponible en <https://es.scribd.com/document/39008782/001-Analisis-de-ad-Presas-de-Relaves>.
- Bishop, A.1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes.s.l. Geotechnique.7-17 pp
- Bieniawski Z. 1989.Engineering Rock Mass Classifications: A complete manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering. Estados Unidos de Norteamérica, Wiley-Interscience.249p.
- Congreso de la República del Perú, 2003. Ley N° 28090: Ley que regula el cierre de minas. Lima, PE. Consultado el 18 Ago. 2017. Disponible en [http://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con3\\_uibd.nsf](http://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con3_uibd.nsf).
- Chow, V; Maidment, D; Mays, L.comp.1994. Hidrología Aplicada. Trad. Saldarriaga, J.Santafe de Bogotá. McGraw-Hill.577p.

- Da Costa García, A.2004.Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados. Tesis Doc. Santander, España. Universidad de Cantabria.62p.
- ETSECCPB (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona) comp.s.f. Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas. s.l.s.n.t.15 p.
- Gonzáles, L; Ferre, M; Ortuño, L y Oteo, C. 2002. Ingeniería Geológica. Madrid, Pearson Educación. 738 p.
- Hoek, E.1994. Strength of rock and masses. ISRM News Jornal.2 ed. Estados Unidos de Norteamérica.s.n.t.52p.
- Hoek, E; Kaiser P; Bawden W.1995. Support of Underground Excavation in Hard Rock. Rotterdam, s.n.t.235 p.
- Hoek,E; Marinos,P. 2000.Predicting Tunnel Squeezing. Tunnels and Tunnelling International.s.l.s.n.t.22 p.
- Hoek, E; Carranza-Torrez, C; Corkum B.Comp.2002.El criterio de rotura de Hoek-Brown. Trad. López Jimeno C. Edición 2002.Cartagena, COL.s.n.t.8 p.
- Ibérico Rodríguez, RR.2015.Estabilización y recuperación de taludes en carreteras, caso “IIRSA NORTE Tramo N°1 Km45+690-Km 45+830”.Tesis Ing. Civil. Lima, Perú. Ricardo Palma.168p.
- IGME (Instituto Tecnológico Geo Minero de España).1985.Manual de ingeniería de taludes: Serie –Ingeniería Geo ambiental. Madrid, Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. 441p.
- IGP (Instituto Geofísico del Perú).comp.2014.Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. Lima, Perú.IGP.91p.
- INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico).comp.1996.Boletín N°69 Serie A: Carta geológica nacional, Geología de los cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos.1 Ed. Lima, Perú.INGEMMET.297p.
- INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico).comp.2005.Boletín N°14 Serie B: Geología económica. Estudio de los recursos minerales del Perú –Franja N°4.1 Ed. Lima, Perú. INGEMMET.438p.

- INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico).comp.2006.Boletín N°29 Serie C: Geodinámica e Ingeniería Geológica, Estudio de riesgos geológicos del Perú Franja N°4.1ed.Lima, Perú.INGEMMET.387p.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics).1981.Suggested Method for Determination of direct shear Strength.Londres.s.n.t.10 p.
- Janbu, N.1968. Slope Stability Computations. Norway. The Technical University of Norway.
- Kramer, S.1996.Geotechnical earthquake engineering.1 ed. Hardcover, Estados Unidos de Norteamérica. Pearson Education.653p.
- Krochin, S.1982.Diseño Hidráulico.2 ed.s.l.s.n.t.446p.
- Leiva, Rodríguez J.comp.2016.Identificación de modelos estadísticos para la regionalización de los caudales máximos de la cuenca Magdalena-Cauca. Tesis Ing. Civil. Bogotá. Universidad Distrital Francisco José de Caldas.118p.
- López, E. comp.2016.Estudio geotécnico y diseño del talud final de una mina a cielo abierto aplicando modelos numéricos. Tesis Ing. Minas. Lima, Universidad Nacional Mayor de San Marcos.255p.
- Martínez, R; Barrera, S; Gómez, P.2011.El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico.9 ed. Santiago, Chile. Obras y proyectos.30-37pp.
- Melentijevic, S.2005.Estabilidad de taludes en macizos rocoso con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada. Tesis doc. Madrid, Universidad Politécnica de Madrid.571 p.
- Ministerio de Energía y Minas, PE.1992. Decreto Supremo N°018-92-EM: Reglamento de procedimientos mineros. Lima, PE. Consultado el 10 Jun. 2018. Disponible en <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales>.
- Ministerio de Energía y Minas, PE.1997. Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina. En línea. Lima, PE. (s.n.t).Consultado el 22 nov.2017.Disponible [http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guia\\_estabilidad.pdf](http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guia_estabilidad.pdf).

- Ministerio de Energía y Minas, PE.2001. Decreto Supremo N°046-2001-EM: Reglamento de seguridad e higiene minera. Lima, PE. Consultado el 12 Ago.2017. Disponible en <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales>.
- Ministerio de Energía y Minas, PE.2005. Decreto Supremo N°033-2005-EM: Reglamento para el cierre de minas. Lima, PE. Consultado el 15 Jun. 2018. Disponible en <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales>.
- Ministerio de Energía y Minas, PE.2006. Guía para la elaboración de planes de cierre de minas (En línea). Lima, PE. (s.n.t). Consultado el 16 nov. 2017. Documento PDF.Disponible[http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guia\\_cierre.pdf](http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guia_cierre.pdf).
- Ministerio de Energía y Minas, PE.2007. Guía para el diseño de coberturas de depósitos de residuos mineros (En línea). Lima, PE. (s.n.t). Consultado el 22 nov. 2017. Documento PDF.Disponible[http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/XXII\\_Coberturas.pdf](http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/XXII_Coberturas.pdf).
- Ministerio de Energía y Minas, PE. S.f. Guía ambiental para el manejo de relaves mineros. (En línea).Lima, PE. (s.n.t). Consultado el 14 nov. 2017. Documento PDF. Disponible en <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd27/compendio-manejo.pdf>.
- Ministerio de Energía y Minas, PE. s.f. Guía ambiental para el manejo de relaves mineros. (En línea).Lima, PE. (s.n.t). Consultado el 18 nov. 2017. Documento PDF. Disponible en <http://biblioteca.unmsm.edu.pe/redlieds/Recursos/archivos/MineriaDesarrolloSostenible/Cierreminas/cierreabandono.pdf>.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, PE.2006. D.S N°011-2006-VIVIENDA: Reglamento Nacional de Edificaciones-Norma técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones. Lima, PE. Artículo 24: Cimentaciones superficiales en taludes. Consultado 15 Sept. 2017. Disponible en <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales>.
- Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento, PE, 2006. D.S N°011-2006-VIVIENDA: Reglamento Nacional de Edificaciones-Norma técnica OS.060 “Drenaje Pluvial. Lima, PE. Anexo I-Hidrología .Consultado el 15 sep. 2017. Disponible en <http://www3.vivienda.gob.pe/DGPRVU/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Habilitaciones%20Urbanas/22%20OS.060%20DRENAJE%20PLUVIAL%20URBANO.pdf>.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, PE.2016. D.S N° 003-2016-Vivienda Decreto supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”. Lima, PE. Capítulo 2: Peligro Sísmico. Consultado el 21 Nov.2017.Disponible en <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales>
- Morales, W.2014. Geología aplicada: Introducción a la mecánica de rocas (Diapositivas).Cajamarca, PE. s.f.i.90 diapositivas. Color.
- Morales Cabrera, DU.2000.Análisis y diseño de taludes mediante métodos computacionales. Tesis Mag. Sc. Lima, Perú.UNI.128 p.
- Morgenstern, N; Price, V.1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces .s.l. Geotechnique.79-93pp.
- Noda, S; Uwave, T.1976.Relation between seismic coefficient and Ground acceleration for gravity Quaywall.6 th World Conference on Earthquake Engineering. Nueva Delhi, India.
- OSINERMIN (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, PE).2017.Guia de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas. En línea. Lima, PE. OSINERMING. Consultado el 25 sept. 2018. Disponible [https://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro\\_documental/mineria/Documentos/Publicaciones/Guia-Criterios-Geomecanicos.pdf](https://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/mineria/Documentos/Publicaciones/Guia-Criterios-Geomecanicos.pdf).
- Priest, S; Hudson, J.1976. Discontinuity spacing in rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences y Geomechanics Abstracts. Estados Unidos de Norteamérica.s.n.t.135-148 pp.
- Puell, F; De la Fuente, P; Arenillas, M.2004. La Linealización del Criterio de Hoek-Brown en el Análisis de la Estabilidad General de Taludes en Roca. Colegio Ingenieros de caminos. s.l. Revista de obras públicas.37-44 pp.
- Ruesta, PF; Díaz, J; Alva, JE. comp. s.f. El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado. Lima, Perú. s.n.t. s.e. 21 p.
- Saragoni, R.1993. Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del puerto de Valparaíso. Santiago, Chile.s.n.t.14p.
- SENCICO (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción).2010Curso Completo de Topografía. En línea. Lima, PE.SENCICO. Consultado el 12 nov. 2017. Disponible en <https://www.sencico.gob.pe/#>.

- Serrano, A.1999. Mecánica de las Rocas II. Propiedades de las rocas. ETSI Caminos y Puertos, Madrid, 537 p.
- Sepúlveda, A.2011.Comportamiento sísmico de taludes de roca; Aplicación del método de Newmark. Madrid, España. Universidad Politécnica de Madrid.45 p.
- Spencer, E.1967. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming parallel Interslice Forces. s.l. Geotechnique.11-26 pp.
- Suarez, J.1998.Delizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Capitulo 4.Bucaramanga, Ingeniería de Suelos Ltda.541 p.
- Suarez, J.comp.s.f. Deslizamientos: Análisis Geotécnico, Capitulo 4 Análisis de estabilidad. s.l.s.n.t.451p.
- Torres, A; Villate, E.1968.Topografía.En línea. Colombia .Universidad Nacional de Colombia. Consultado el 18 de nov. 2017. Disponible en <https://oopmufps.files.wordpress.com/2014/08/topografc3ada-torres-y-villate1.pdf>.
- Valiente, R; Sobrecases, S; Díaz, Aníbal.2015.Estabilidad de taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. 7 Ed. Lima, Perú. Revista CIVILIZATE.54 p.
- Viejo Sottorff, NA.2016.Diseño sísmico de taludes en arena por medio de métodos basados en desempeño. Tesis Ing. Civil. Santiago, Universidad Andrés Bello. 79 p.
- Villanueva, A.2003.Guia de estudio de operaciones mineras. Caracas, Venezuela.s.n.t.56p.
- Villón, M.2007.comp. Hidráulica de Canales.2 ed. Lima, Perú .Editorial Tecnológica de Costa Rica.505 p.



## VIII. ANEXOS

### ANEXO 1

#### 1.1. RESULTADOS DE TOPOGRAFÍA

##### 1.1.1. CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DEL ERROR DE CIERRE ANGULAR

###### a. Cálculo del error de cierre angular

- **Número de lados de la poligonal (n):**

El número de lados de la poligonal es de 4.

- **Sumatoria teórica de los ángulos internos (Si):**

$$\Sigma \angle \text{internos} = (n-2) \times 180^\circ$$

$$\angle \text{internos teóricos} = 180^\circ \times (n-2)$$

$$\Sigma \angle \text{internos teóricos} = 180^\circ \times (4-2) = 360^\circ 00' 00''$$

- **Sumatoria de los ángulos internos en campo (Sp):**

$$\Sigma \angle \text{internos campo} = \angle Y1 + \angle Y2 + \angle Y3 + \angle Y4$$

$$\Sigma \angle \text{internos campo} = 46^\circ 59' 20'' + 96^\circ 44' 42'' + 57^\circ 56' 47'' + 158^\circ 18' 59''$$

$$\Sigma \angle \text{internos campo} = 359^\circ 59' 48''$$

- **Error de cierre angular (Ec):**

$$\text{Error de cierre angular (Sp-Si)} = 359^\circ 59' 48'' - 360^\circ 00' 00''$$

$$\text{Error de cierre angular} = -00^\circ 00' 12''$$

**b. Cálculo de la tolerancia angular:**

● **Precisión del Equipo (a):**

El equipo utilizado fue una estación total TOPCON, modelo GPT-3007W, la cual tiene una precisión angular de  $00^{\circ} 00' 07''$ .

● **Tolerancia angular (Ta):**

$$\text{Tolerancia angular} = (a\sqrt{n})$$

Donde:

. a = precisión del equipo

. n = número de lados de la poligonal

$$Ta = 07''\sqrt{4} = \pm 14''$$

**c. Compensación angular:**

El criterio para que proceda la compensación angular es, una desigualdad en la que el error de cierre angular debe ser menor que la tolerancia angular, como se muestra a continuación:

$$\text{Error de cierre angular} < \text{Tolerancia angular}$$

$$12'' < 14''$$

Se verifica que la tolerancia angular es mayor que el error de cierre angular y se procede a distribuir el error entre los ángulos de los vértices de la poligonal, cuyo valor se realiza con la siguiente relación:

$$\text{Compensación angular} = Ec/n$$

$$\text{Compensación angular} = -\frac{-12''}{4} = 00^{\circ} 00' 03''$$

Tabla 45: Medida de los ángulos internos de la poligonal cerrada

Vértice	Ángulo interno medido			Ángulo interno compensado		
Y-1	46°	59'	20"	58°	59'	23"
Y-2	96°	44'	42"	108°	44'	45"
Y-3	57°	56'	47"	63°	56'	50"
Y-4	158°	18'	59"	128°	19'	02"
<b>Suma</b>	<b>359°</b>	<b>59'</b>	<b>48"</b>	<b>360°</b>	<b>00'</b>	<b>00"</b>

Fuente: Elaboración propia

### 1.1.2. CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DEL ERROR DE CIERRE LINEAL

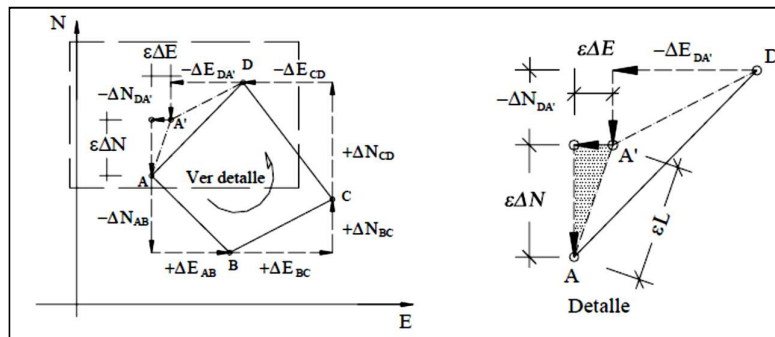
#### a. Cálculo del error de cierre lineal ( $\epsilon L$ )

El error de cierre lineal se calcula con la siguiente fórmula, en la figura 22 se visualiza el cómo se calcula el error de cierre lineal en cada uno de los ejes coordenados.

$$\epsilon L = \sqrt{\epsilon \Delta N^2 + \epsilon \Delta E^2}$$

Donde:

- .  $\epsilon L$  = Error lineal
- .  $\epsilon \Delta N$  = Error de cierre de las proyecciones en el eje Norte-Sur
- .  $\epsilon \Delta E$  = Error de cierre de las proyecciones en el eje Este-Oeste



Fuente: Curso completo de topografía-SENSICO (2010)

Figura 22: Análisis gráfico del error de cierre lineal

- **Error de cierre lineal (Ec):**

Error lineal en Este ( $\epsilon\Delta E$ ): 0.12 m

Error lineal en Norte ( $\epsilon\Delta N$ ): 0.04 m

Error de cierre lineal:  $\sqrt{0.12^2+0.04^2}$

Error de cierre lineal: 0.13 m

**b. Cálculo de la precisión del levantamiento y tolerancia lineal**

$$P = \frac{\epsilon L}{\Sigma L}$$

Donde:

- . P= Precisión del levantamiento
- .  $\Sigma L$ = Suma de los lados de la poligonal
- . Perímetro de la poligonal: 1319.26 m
- . Precisión del levantamiento (P): 0.13/1319.26
- . Tolerancia lineal ( $n=1/P$ ): 1/10430

- **Tolerancia lineal permitida**

La tolerancia lineal permitida se selecciona según el tipo de levantamiento topográfico que se realiza, por lo cual en la tabla 46 se presentan valores que servirán como una ayuda para la selección de este valor.

En este proyecto se seleccionó una tolerancia lineal correspondiente a un levantamiento geodésico.

**Tabla 46: Valores de tolerancia lineal**

Tolerancia lineal	Tipo de levantamiento
1/800	Levantamiento de terrenos accidentados, de poco valor, levantamientos de reconocimiento, colonizaciones, etc.
1/1000-1/1500	Levantamientos de terreno de poco valor por taquimetría con doble lectura a la mira.
1/1500-1/2500	Levantamiento de terrenos agrícolas de valor medio, con cinta.
1/2500-1/5000	Levantamientos urbanos y rurales, de mediano a alto valor, uso de distanciómetros electrónicos.
1/10000	Levantamientos geodésicos.

Fuente: Topografía de Torres y Villate (1968)

**c. Compensación del cierre lineal (CpNi y CpEi)**

El criterio para que proceda la compensación del error de cierre lineal, la tolerancia lineal debe ser menor que la tolerancia lineal permitida, por lo que se debe verificar:

$$\text{Tolerancia lineal} < \text{Tolerancia lineal permitida}; \text{ entonces } (1/10430) < (1/10000)$$

Se verifica que la tolerancia lineal permitida es mayor que la tolerancia lineal, por lo que se procede a la compensación lineal utilizando las siguientes relaciones:

$$pN_i = -\left(\frac{\varepsilon\Delta N}{\sum L_i}\right)xL_i$$

$$CpE_i = -\left(\frac{\varepsilon\Delta E}{\sum L_i}\right)xL_i$$

Donde:

- . CpNi = Corrección parcial sobre la proyección norte-sur del lado i.
- . CpEi = Corrección parcial sobre la proyección este-oeste del lado i.
- . Li = Longitud del lado i.

Los resultados de la compensación lineal se muestran en la Tabla 47.

**Tabla 47: Cuadro de compensación del error de cierre lineal**

Vértices	Este (m)	Norte (m)	Long	Ac. Cx	Ac. Cy	Este (m)	Norte (m)
Y-1	435152.204	8747819.967				435152.204	8747819.967
Y-2	435155.382	8748226.407	406.45	-0.04	-0.01	435155.419	8748226.420
Y-3	435152.204	8747819.967	341.45	-0.07	-0.02	435152.272	8747819.990
Y-4	435490.881	8747775.693	275.53	-0.09	-0.03	435490.974	8747775.724
Y-1"	435152.084	8747819.927	295.83	-0.12	-0.04	435152.204	8747819.967

Fuente: Elaboración propia

### 1.1.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico consta de un total de 1870 puntos, de los cuales 7 puntos se muestran en la Tabla 48, los puntos restantes se presentarán como anexo digital del presente proyecto.

**Tabla 48: Puntos del levantamiento topográfico**

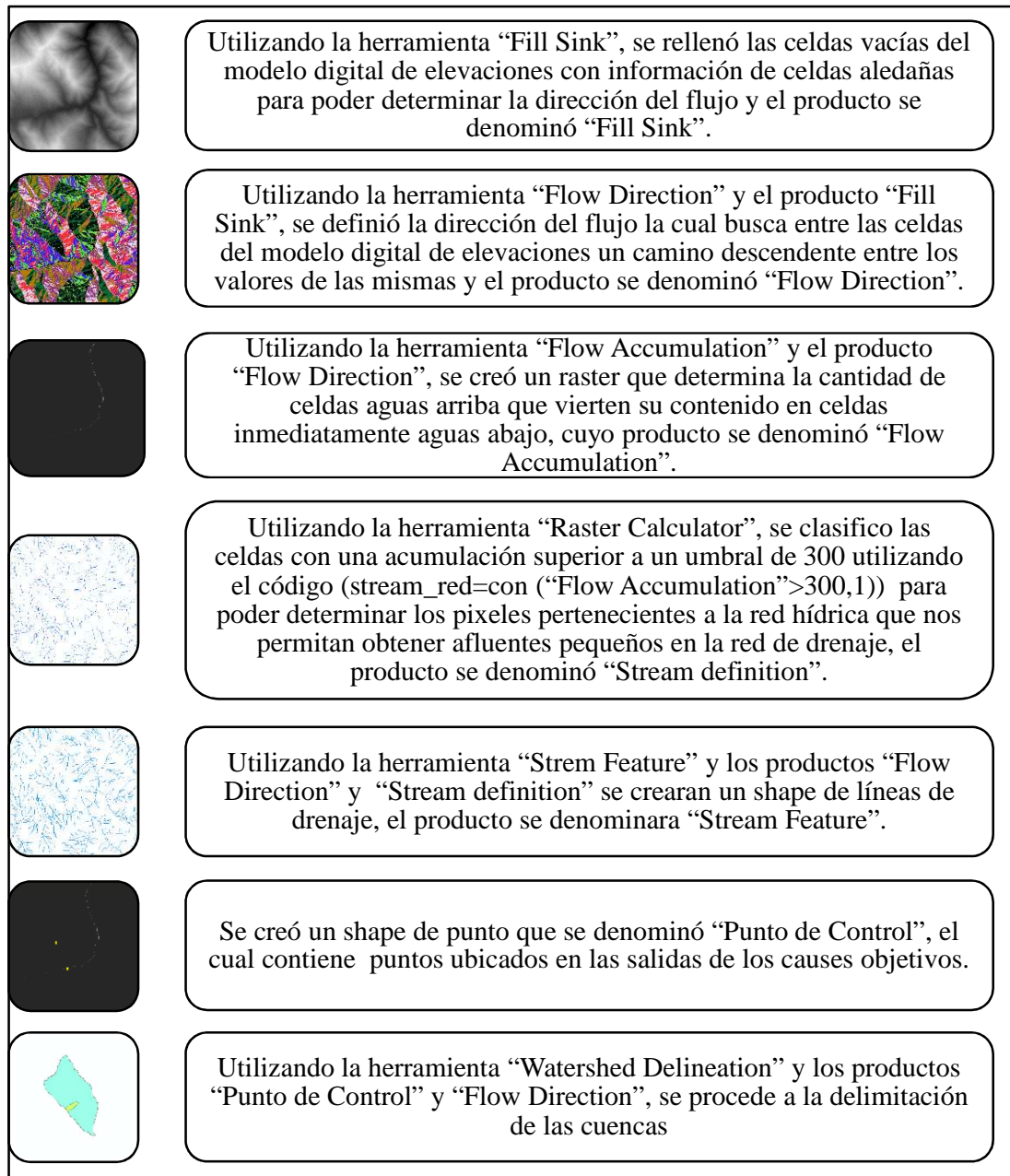
ID. Punto	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m.s.n.m)
Y-1	8 747819.967	435152.204	3279.727
Y-2	8 748226.420	435155.419	3331.887
Y-3	8 747819.990	435152.272	3210.861
Y-4	8 747775.724	435490.974	3220.125
1	8747876.323	435106.986	3348.03
2	8747904.247	435098.226	3348.09
3	8747931.007	435090.614	3348.48

Fuente: Elaboración propia

## ANEXO 2

### 1.2. FUNDAMENTOS TEORICOS DE HIDROLOGÍA

#### 1.2.1. PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN GEOESPACIAL



Fuente: Elaboración propia

**Figura 23: Procedimiento del proceso de datos geoespaciales**

### 1.2.2. PRUEBA DE INDEPENDENCIA Y ESTACIONALIDAD (WALD-WOLFOMITZ)

Wald-Wolfomitz proponen que los datos son independientes si cumple que el valor estadístico de  $|\mu|$  debe ser menor que el nivel crítico de significación que se escoja y que se ajuste mejor a las finalidades del estudio.

El valor estadístico de  $|\mu|$  se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$|\mu| = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{Var}(R)}}$$

El valor estadístico de  $|R|$  es calculado por la siguiente formula:

$$R = \left( \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} \right) + x_N x_1$$

Donde:

- $N$  es el número de datos de la muestra (registros)

Además, Wald-Wolfomitz dice que el valor estadístico  $R$  debe seguir una distribución normal con media y varianza dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{R} = \frac{S_1^2 - S_2}{N-1}$$

$$\text{Var}(R) = \frac{S_2^2 - S_4}{N-1} - \bar{R}^2 + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(N-1)(N-2)}$$

En donde el parámetro  $S_k$  esta dado por la siguiente formula:

$$S_k = \left( \sum_{i=1}^{N-1} x_i^k \right)$$



### 1.2.3. PRUEBA DE HOMOGENEIDAD Y ESTACIONALIDAD (MANN-WHITNEY)

Este método es usado para determinar la homogeneidad y posible condición de aleatoriedad de la serie de datos tomados de un registro hidrometeorológico.

Donde se calcula el estadístico  $| \mu |$  que está definido por el menor valor de las siguientes variables V y W que a su vez se calculan siguiendo los pasos y aplicando las formulas siguientes:

- . Dividir a la serie de datos hidrometeorológicos (muestra de tamaño N) en dos submuestras de tamaño “p” y “q”, con la condición que  $q > p$ .
- . Se ordena los datos de la muestra de menor a mayor para luego verificar el rango asignado.
- . Se calcula el valor de “R”, que viene a ser la suma de los rangos asignados a la submuestra de tamaño “p”.

Luego de haber realizado los pasos anteriores se utilizan las siguientes fórmulas para calcular las variables:

$$V = R - \frac{p(p+1)}{2}$$

$$W = p * q - V$$

Además, Mann-Whitney dice que el valor estadístico “U” debe seguir una distribución normal con media y varianza dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{U} = \frac{pq}{2}$$

$$\text{Var}(U) = \left( \frac{pq}{N(N-1)} \right) \left( \frac{N^3 - N}{12} \right)$$

Donde:

N es el número de datos hidrometeorológicos (tamaño de la muestra).

Con los valores calculados anteriormente se procede a calcular el estadístico  $|\mu|$ , utilizando la siguiente ecuación:

$$|\mu| = \left| \frac{\text{Min}(V, W) - \bar{U}}{\sqrt{\text{Var}(U)}} \right|$$

El valor estadístico de  $|\mu|$  debe ser menor que el nivel crítico de significación que se escoja y que se ajuste mejor a las finalidades del estudio.

#### 1.2.4. NIVEL DE SIGNIFICACIÓN DE UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL

Los valores críticos para una distribución normal estandarizada se relacionan en la Tabla 49:

**Tabla 49: Valores del nivel de significación**

Valores críticos del nivel de significación para una distribución normal estándar		
1%	0.005	2.58
5%	0.025	1.96
10%	0.05	1.64

Fuente: Identificación de modelos estadísticos para la regionalización de caudales máximos Leiva y Rodríguez (2016)

#### 1.2.5. ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS (OUTLIERS)-MÉTODO DEL WATER RESOURCES COUNCIL

Vente Chow (1994) resume que el método del *Water Resources Council* recomienda la realización de ajustes de datos dudosos, los cuales son puntos de información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante.

El método propone las siguientes ecuaciones para detectar los datos dudosos altos y bajos en un registro hidrometeorológico (muestra).

$$yH = \bar{y} + K_n * S_y$$

$$yL = \bar{y} - K_n * S_y$$

Donde los valores de  $K_n$  se pueden extraer de la Tabla 50, elaborada por United States Water Resources Council:

**Tabla 50: Tabla de valores para una distribución normal**

Tamaño de muestra (N)	$K_n$	Tamaño de muestra (N)	$K_n$	Tamaño de muestra (N)	$K_n$	Tamaño de muestra (N)	$K_n$
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804	150	3.154

Fuente: United States Water Resources Council, 1981

Así mismo los valores de  $S_y$  (desviación estándar de la muestra), se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$S_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}$$

Donde:

- $y_i$  es el logaritmo en base 10 de la muestra  $i$ .
- $\bar{y}$  es el promedio de los logaritmos en base 10 del registro “1” al “n” de una muestra de tamaño “n”.

De los cálculos anteriores se obtiene los límites para el análisis de datos dudosos de los datos de precipitación usando las siguientes rectas:

$$P_{max} = 10^{y_H}$$

$$P_{min} = 10^{y_L}$$

### 1.2.6. TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Desde el punto de vista de ajuste de la información de la muestra a una distribución teórica, las cuatro funciones (frecuencia relativa y frecuencia acumulada, para la muestra y para la población, distribución de probabilidad y densidad de probabilidad), pueden ordenarse en un ciclo. El ciclo puede cerrarse, calculando un valor teórico de la función de frecuencia relativa, denominado la función de probabilidad incrementada (Chow et al, 1994)

#### a. Determinación de la probabilidad

Según Pizarro y Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido, como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, “T”. El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria “x” toma un valor igual o superior a cierto número “X” y se define como:

$$P(x \geq X) = \frac{1}{T}$$

Sea  $F(x)$  la función de distribución de la probabilidad de la variable aleatoria “x”, entonces la probabilidad de que un valor de la variable aleatoria no sea excedido se expresa de la siguiente manera:

$$F(x) = \int_0^x f(x) dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T}$$

De donde la probabilidad de que la variable aleatoria sea mayor que un cierto valor  $X$ , se expresa por:

$$P(x > X) = 1 - F(x) = \frac{1}{T}$$

#### **b. Periodo de Retorno**

El periodo de retorno del evento  $m$ -ésimo de los “ $n$ ” registrados está definido por la siguiente relación:

$$T = \frac{n+1}{m}$$

Donde:

- .  $m$  es la posición del evento registrado.
- .  $n$  es el número de eventos registrados.

### **3.5.5 Distribución de probabilidades utilizadas en Hidrología**

La aplicación de la estadística en la hidrología para el estudio de los datos hidrometeorológicos nos ha brindado los siguientes métodos que son los más usados (Chow, et al, 1994).

### a. Distribución Normal

#### -Función densidad:

La función densidad de una distribución normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}; \text{ para } -\infty < x < +\infty$$

Donde:

- x es la variable independiente.
- $\mu$  es la media aritmética de la muestra ( $\bar{x}$ ).
- $\sigma$  es la desviación estándar de la muestra (S).

#### -Función de distribución acumulada:

Es la integral de la función de densidad y viene dado por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

#### -Variable estandarizada

Actualmente no se conoce la solución analítica a la integral de la función acumulada para una distribución normal, es por ello se ha definido la siguiente variable estandarizada:

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma}$$

La cual esta normalmente distribuida con media cero y desviación estándar unitaria; es así como haciendo uso de esta variable la función densidad y la función de distribución acumulada quedan definidas por las siguientes formulas respectivamente que nos permiten calcular su valor para cualquier valor de la variable estandarizada:

$$f(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2}$$

$$F(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{z}{\sigma}\right)^2} dz$$

**-Cálculo de la función densidad de variable estandarizada**

Aparicio (1992) publica que la función densidad estandarizada  $f(z)$  se aproxima, con una precisión mayor a  $2.27 \times 10^{-3}$  a través de la siguiente formula:

$$f(z) = (a_0 + a_1 z^2 + a_2 z^4 + a_3 z^6)^{-1}$$

Donde:

$$\cdot a_0: 2.490895; a_1: 1.466003; a_2: -0.024393 \text{ y } a_3: 0.178257$$

**-Cálculo de la función distribución de probabilidad de la variable estandarizada**

Abramowitz y Stegun (1965) han dado varias aproximaciones para la función de distribución  $F(z)$  de la variable normal estandarizada  $Z$ , una aproximación polinomial con un error menor que  $10^{-5}$  es la siguiente:

$$F(z) = H(z); z > 0$$

$$F(z) = 1 - H(z); z < 0$$

En donde  $H(z)$  viene definido por la siguiente ecuación:

$$H(z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} (b_1 q + b_2 q^2 + b_3 q^3)$$

Siendo:

$$\cdot q = \frac{1}{1 + b_0 |z|}; b_0 = 0.33267; b_1 = 0.43618; b_2 = -0.12017; b_3 = 0.93730$$

**b. Distribución LogNormal**

**-Función densidad:**

La función densidad de una distribución LogNormal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{x\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2}; \text{ para } -\infty < x < +\infty$$

Donde:

- x es la variable independiente.
- $\alpha$  es la media aritmética de los valores de "Ln(x)" de la muestra ( $\bar{x}$ ).
- $\beta$  es la desviación estándar de los valores "Ln(x)" de la muestra (S).

Por lo que los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  se calculan respectivamente con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$\beta = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2 \right]^{0.5}$$

Donde "n" es el número de observaciones.

#### **-Función de distribución acumulada**

Es la integral de la función de densidad y viene dado por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx$$

#### **-Variable Estandarizada**

Los valores de la función de distribución de la probabilidad F(x) se obtienen usando tablas o la fórmula presentada para el cálculo de la función de distribución de probabilidad de la variable estandarizada de una distribución normal; el valor de la mencionada variable estandarizada viene dado por:

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$



### c. Distribución Gumbel (Valor Extremo Tipo I)

#### -Función de distribución de probabilidad

Aparicio (1992) publica que suponiendo que se tiene N muestras, cada una de ellas contiene n eventos. Si se selecciona el máximo valor de “x” de los “n” eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que “n” aumenta la función de distribución de la probabilidad de “x” tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros de la función que se estiman a través de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}, \beta = \bar{x} - 0.45S; \text{cuando el tamaño de la muestra (n) es muy grande}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}, \beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}; \text{cuando el tamaño de la muestra (n) es pequeña}$$

Siendo  $\bar{x}$  y S la media y desviación estándar de la muestra respectivamente y se calculan a través de las siguientes formulas:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i)$$

Por otro lado los valores de  $\mu_y$  y  $\sigma_y$  se extraen de la Tabla 51, Aparicio (1992):

**Tabla 51: Tabla de valores para  $\mu_y$  y  $\sigma_y$**

Tamaño de muestra (n)	$\mu_y$	$\sigma_y$
10	0.49520	0.94960
15	0.51280	1.02060
20	0.52360	1.06280
25	0.53090	1.09140
30	0.53620	1.11240
35	0.54030	1.12850
40	0.54360	1.14130
45	0.54630	1.15180
50	0.54850	1.16070
55	0.55040	1.16820
60	0.55210	1.17470
65	0.55350	1.18030
70	0.55480	1.18540
75	0.55590	1.18980
80	0.55690	1.19380
85	0.55780	1.19740
90	0.55860	1.20070
95	0.55930	1.20370
100	0.56000	1.20650

Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio (1992)

### **-Función densidad de probabilidad**

La función de densidad de probabilidad está dada por la siguiente expresión matemática:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-\alpha(x-\beta)}$$

Donde los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  se calculan según lo mostrado líneas arriba.

#### d. Distribución Pearson III (Gamma de tres parámetros )

##### -Función densidad de probabilidad

Se define por la siguiente expresión matemática:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Siendo  $\Gamma(\beta_1)$  la función gamma que está definida por:

$$\Gamma(\beta_1) = \int_0^{\infty} \left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}} dx$$

Donde los parámetros  $\alpha_1, \beta_1$  y  $\delta_1$  se evalúan a partir de los “n” datos medidos con ayuda del siguiente sistema de ecuaciones:

$$\delta_1 = \bar{x} - \alpha_1 \beta_1; \alpha_1 = \frac{S}{\sqrt{\beta_1}}; \beta_1 = \left( \frac{2}{C_s} \right)^2$$

Nota: Si  $\delta_1$  arroja valores absurdos (Negativos o muy grandes); fijar este valor como la ordenada al origen en una gráfica de la variable en análisis (Caudal, precipitación, etc.) contra el periodo de retorno.

Siendo  $\bar{x}, S$  y  $C_s$  la media, desviación estándar y coeficiente de asimetría (coeficiente de sesgo) de la muestra y están definidos por las siguientes expresiones matemáticas:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i)$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

### **-Función de distribución de probabilidad**

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x \left( \frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} dx$$

Sustituyendo la siguiente relación en la función de distribución de probabilidad:

$$y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1}$$

Se obtiene la siguiente función resultante que es una función de distribución ji cuadrado con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $x^2=2y$ .

$$F(y) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^y (y)^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Es decir:

$$F(y) = F(X^2|v) = F_{x^2}(2y|2\beta_1)$$

Esta forma de usar es siempre cuando  $2\beta_1$  sea un número entero positivo cualquiera, pero si dado el caso no es entero se puede tomar el entero más próximo. Así mismo si  $2\beta_1 < 0.6$ , será necesario usar las tablas de función de distribución Gamma de un parámetro.

### **e. Distribución LogPearson III**

#### **-Función densidad de probabilidad**

Se define por la siguiente expresión matemática:

$$f(x) = \frac{1}{x \alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left( \frac{\ln x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} e^{-\frac{\ln x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Siendo  $\Gamma(\beta_1)$  la función gamma que está definida por:

$$\Gamma(\beta_1) = \int_0^\infty \frac{1}{x} \left( \frac{\ln x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} e^{-\frac{\ln x - \delta_1}{\alpha_1}} dx$$

Donde los parámetros  $\alpha_1, \beta_1$  y  $\delta_1$  se evalúan a partir de los “n” datos medidos con ayuda del siguiente sistema de ecuaciones:

$$\delta_1 = \overline{x_{Ln}} - \alpha_1 \beta_1$$

$$\alpha_1 = \frac{S_{Ln}}{\sqrt{\beta_1}}$$

$$\beta_1 = \left( \frac{2}{C_{sLn}} \right)^2$$

Nota: Si  $\delta_1$  arroja valores absurdos (Negativos o muy grandes); fijar este valor como la ordenada al origen en una gráfica de la variable en análisis (Caudal, precipitación, etc.) contra el periodo de retorno.

Siendo  $\overline{x_{Ln}}$ ,  $S_{Ln}$  y  $C_{sLn}$  la media, desviación estándar y coeficiente de asimetría (coeficiente de sesgo) del logaritmo natural de los valores observados de la muestra y están definidos por las siguientes expresiones matemáticas:

$$\overline{x_{Ln}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\text{Ln}(x_i))$$

$$S_{Ln} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\text{Ln}(x_i) - \overline{x_{Ln}})^2}$$

$$C_{sLn} = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Ln}(x_i) - \overline{x_{Ln}})^3}{(n-1)(n-2)S_{Ln}^3}, \text{ se supone que es positivo.}$$

### -Función de distribución de probabilidad

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x \left( \frac{\text{Ln}x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{\text{Ln}x - \delta_1}{\alpha_1}} d(\text{Ln}x)$$

Sustituyendo la siguiente relación en la función de distribución de probabilidad:

$$y = \frac{\text{Ln}x - \delta_1}{\alpha_1}$$

Se obtiene la siguiente función resultante que es una función de distribución ji cuadrado con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $x^2=2y$ .

$$F(y) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^y (y)^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Es decir:

$$F(y) = F(X^2|v) = F_{x^2}(2y|2\beta_1)$$

Esta forma de usar es siempre cuando  $2\beta_1$  sea un número entero positivo cualquiera, pero si dado el caso no es entero se puede tomar el entero más próximo. Así mismo si  $2\beta_1 < 0.6$ , será necesario usar las tablas de función de distribución de un parámetro.

### 1.2.7. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE (KOLMOGOROV- SMIRNOV)

Aparicio (1992) publica que esta prueba compara el máximo valor absoluto de la diferencia "D" entre la función de probabilidad observada  $F_0(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$  con un valor crítico "d" que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado; en donde sí "d > D" se acepta la hipótesis de ajuste.

Los valores de D y d se calculan a través de las siguientes relaciones matemáticas:

$$D = \text{máx}|F_0(x_m) - F(x_m)|$$

En donde la función de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

El valor de "d" se calcula o extrae según la siguiente Tabla 52:

**Tabla 52: Valores críticos de d para la prueba Kolmogorov-Smirnov**

Tamaño de muestra	Nivel de significancia		
	0.1	0.05	0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie, Aparicio 1992

### 1.2.8. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE VALORES EXTREMOS UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA

Chow et al (1992) publica que para el cálculo de las magnitudes de eventos extremos a través de distribuciones de valores extremos (EVI) requiere que la distribución de probabilidad sea invertible, es decir dado un valor T o  $F_{x_T} = T/(T - 1)$ , el valor de  $x_T$  se pueden calcular; dado que algunas funciones de distribución no son fácilmente invertibles propuso un método alternativo.

La magnitud  $x_T$  de un evento hidrológico puede representarse como la media sumada a una desviación estándar de la variable respecto a la media (Chow et al, 1992):

$$x_T = \mu + \Delta x_T$$

Siendo que la desviación respecto a la media puede igualarse al producto del factor de frecuencia ( $K_T$ ) por la desviación estándar, quedando la siguiente expresión del factor de frecuencia propuesta por Chow en 1951:

$$x_T = \bar{x} + K_T s$$

Donde :

- $x_T$  es el valor de la variable aleatoria.
- $\bar{x}$ : es el valor de la media de los datos de la muestra.
- $K_T$  es el valor del factor de frecuencia.
- $s$  es el valor de la desviación estándar de los datos de la muestra.

### **a.- Relaciones entre el factor de frecuencia y el periodo de retorno para distribuciones de probabilidad**

#### **-Distribución Normal**

El valor de la variable para un periodo de retorno dado puede expresarse utilizando la siguiente ecuación:

$$x_T = \bar{x} + K_T s$$

Donde:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i)$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$



Se puede ver que es la misma variable normal estandarizada  $z$  que corresponde a una probabilidad de excedencia de “ $P$ ” ( $P=1/T$ ), y para su cálculo se procede a través del valor de una variable intermedia definida por:

$$\begin{cases} w = \left[ \text{Ln} \left( \frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2} ; \text{para } (0 < P \leq 0.5) \\ w = \left[ \text{Ln} \left( \frac{1}{(1-P)^2} \right) \right]^{1/2} ; \text{para } (P > 0.5) \end{cases}$$

El valor de  $z$  se puede calcular usando la siguiente expresión matemática que tiene un error menor a 0.00045 (Abramowitz y Stegun, 1965):

$$\begin{cases} K_T = z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} ; \text{para } (0 < P \leq 0.5) \\ K_T = -z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} ; \text{para } (P > 0.5) \end{cases}$$

### **1.2.9. AJUSTE DE DATOS DE PRECIPITACIÓN PARA INTERVALOS DE OBSERVACIÓN FIJOS SEGÚN LA ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL**

La Organización Meteorológica Mundial (1994) indica que los valores de las cantidades máximas de las variables en estudio (precipitación) requieren ajustes para que sus valores se aproximen a los valores máximos reales; estos ajustes tienen relación con el número de observaciones (medidas tomadas en el día) dentro de un intervalo fijo.

En la Tabla 53 se presenta los valores recomendados por la Organización Meteorológica Mundial:

**Tabla 53: Factores de ajuste según OMM**

Número de observaciones	Factor de ajuste
1	1.13
2	1.04
3-4	1.04
5-8	1.02
9-24	1.01
>24	1.00

Fuente: Organización Meteorológica Mundial, 1992

#### **1.2.10. MÉTODO IILA-SENAMHI-UNI**

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento a través del Reglamento Nacional de Edificaciones publica la Norma OS.060 “Drenaje Pluvial Urbano” donde se indica que los estudios hidrológicos relacionados con el tratamiento de la información hidrológica deberán realizarse en forma alternativa con el estudio regional I “Hidrología del Perú” IILA - UM – SENAMHI 1983 modificado.

El Instituto Ítalo Latinoamericano (IILA), Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) en 1993 publicaron “Estudio de la Hidrología del Perú” donde publicaron este método que está determinado por las siguientes expresiones:

-Para la intensidad:

$$\begin{cases} I=a(1+K\log(T))(t+b)^{n-1}; \text{para } (t \leq 3 \text{ horas}) \\ \text{ó} \\ I=a(1+K\log(T))(t)^{n-1}; \text{para } (3 < P \leq 24 \text{ horas}) \end{cases}$$

-Para la precipitación:

$$P=a(1+K\log(T))(t)^n$$

En donde:

- . I es la intensidad de la lluvia (mm/hora)
- . T es el periodo de retorno
- . a es el parámetro de intensidad (mm)
- . K es el parámetro de frecuencia (adimensional)
- . b es el parámetro (hora); b es 0.4 horas para la sierra.
- . n es el parámetro de duración (adimensional)
- . t es la duración de lluvia diaria (hora); 15.2 para el Perú.

Los parámetros pueden calcularse ubicando la zona del proyecto en la figura 24 y las Tablas 54 y 55:

**Tabla 54: Valores de los parámetros “a” , “n” y K, definen las curvas de probabilidad pluviométrica**

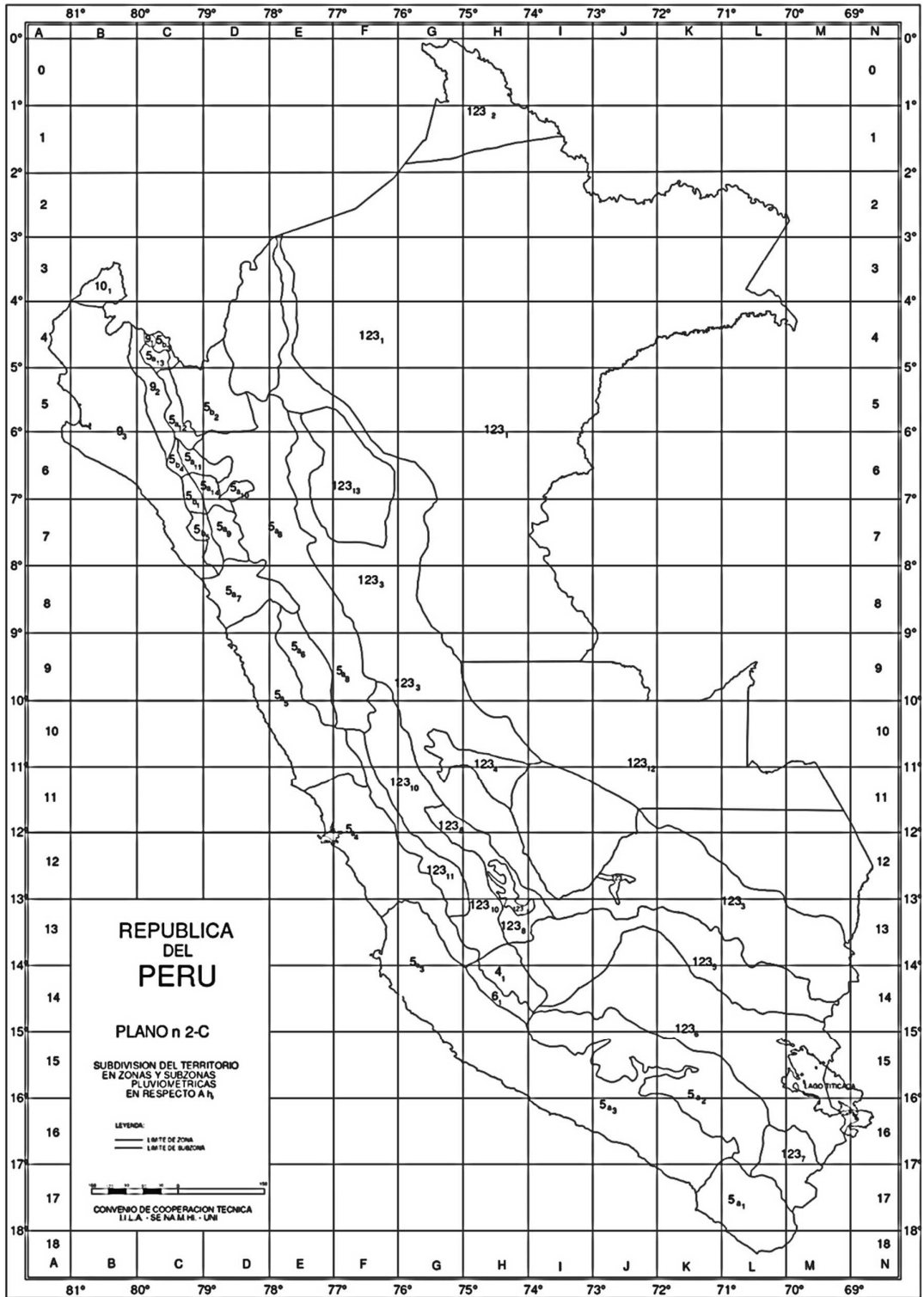
Subzona	Estación	N° Total de estaciones	Valor de “n”	Valor de “a”
123 <sub>1</sub>	321-385	2	0.357	32.2
123 <sub>3</sub>	384-783-805	3	0.405	a=37.85-0.0083Y
123 <sub>13</sub>	244-193	2	0.432	
123 <sub>5</sub>	850-903	2	0.353	9.2
123 <sub>6</sub>	840-913-918-958	4	0.380	11.0
123 <sub>8</sub>	654-674-679-709-713-714-732-745-752			14
123 <sub>9</sub>	769	9	0.232	12.1
123 <sub>10</sub>	446-557-594-653-672-696-708-711-712 715-717-724-757-773	14	0.254	a=3.01+0.0025Y
123 <sub>11</sub>	508-667-719-750-771	5	0.286	a=0.46+0.0023Y
5a <sub>2</sub>	935-968	2	0.301	a=14.1-0.078Dc
5a <sub>5</sub>	559	1	0.303	a=-2.6+0.0031Y
5a <sub>10</sub>	248	1	0.423	a=5.8+0.0009Y

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones-Norma OS.060 Drenaje pluvial urbano

**Tabla 55: Valores de los parámetros  $K_g$  y  $\epsilon_g$  de las zonas y subzonas pluviométricas**

Zona	$K_g$	Subzona	$\epsilon_g$	Observaciones	
123	$K_g=0.553$	123 <sub>1</sub>	$\epsilon_g=85$	Y= Altura de la zona de estudio en m.s.n.m. Dc=Distancia a la Cordillera en Km. Dm=Distancia al mar en Km	
		123 <sub>2</sub>	$\epsilon_g=75$		
		123 <sub>3</sub>	$\epsilon_g=100-0.022Y$		
		123 <sub>4</sub>	$\epsilon_g=70-0.019Y$		
		123 <sub>5</sub>	$\epsilon_g=24$		
		123 <sub>6</sub>	$\epsilon_g=30.5$		
		123 <sub>7</sub>	$\epsilon_g=-2+0.005Y$		
		123 <sub>8</sub>	$\epsilon_g=26.6$		
		123 <sub>9</sub>	$\epsilon_g=23.3$		
		123 <sub>10</sub>	$\epsilon_g=6+0.005Y$		
		123 <sub>11</sub>	$\epsilon_g=1+0.005Y$		
		123 <sub>12</sub>	$\epsilon_g=75$		
		123 <sub>13</sub>	$\epsilon_g=70$		
4	$K_g=0.861$	4 <sub>1</sub>	$\epsilon_g=20$		
5a	$K_g=11\epsilon_g^{-0.85}$	5a <sub>1</sub>	$\epsilon_g=-7.6+0.06Y ; Y>2300$		
		5a <sub>2</sub>	$\epsilon_g=32-0.177Dc$		
		5a <sub>3</sub>	$\epsilon_g=-13+0.010Y ; Y>2300$		
		5a <sub>4</sub>	$\epsilon_g=3.8+0.0053Y ; Y>1500$		
		5a <sub>5</sub>	$\epsilon_g=-6+0.007Y ; Y>2300$		
		5a <sub>6</sub>	$\epsilon_g=1.4+0.0067$		
		5a <sub>7</sub>	$\epsilon_g=-2+0.007Y ; Y>2000$		
		5a <sub>8</sub>	$\epsilon_g=24+0.0025Y$		
		5a <sub>9</sub>	$\epsilon_g=9.4+0.0067Y$		
		5a <sub>10</sub>	$\epsilon_g=18.8+0.0028Y$		
Zona	$K_g$	Subzona	$\epsilon_g$	Observaciones	
5a	$K_g=11\epsilon_g^{-0.85}$	5a <sub>11</sub>	$\epsilon_g=32.4+0.004Y$	Y= Altura de la zona de estudio en m.s.n.m. Dc=Distancia a la Cordillera en Km. Dm=Distancia al mar en Km	
		5a <sub>12</sub>	$\epsilon_g=19+0.005Y$		
		5a <sub>13</sub>	$\epsilon_g=23+0.0143Y$		
		5a <sub>14</sub>	$\epsilon_g=4+0.010Y$		
5b	$K_g=130\epsilon_g^{-1.4}$	5b <sub>1</sub>	$\epsilon_g=4+0.010Y ; Y>1000$		
		5b <sub>2</sub>	$\epsilon_g=41$		
		5b <sub>3</sub>	$\epsilon_g=23+0.143Y$		
		5b <sub>4</sub>	$\epsilon_g=32+0.004Y$		
		5b <sub>5</sub>	$\epsilon_g=9.4+0.0067Y$		
6	$K_g=5.4\epsilon_g^{-0.6}$	6 <sub>1</sub>	$\epsilon_g=30-0.5Dc$		
9	$K_g=22.5\epsilon_g^{-0.85}$	9 <sub>1</sub>	$\epsilon_g=61.5$		
		9 <sub>2</sub>	$\epsilon_g=-4.5+0.323Dm$ ;		
		9 <sub>3</sub>	$30<Dm<110$ $\epsilon_g=31+0.475(Dm-110)$ ; $Dm>110$		
10	$K_g=1.45$	10 <sub>1</sub>	$\epsilon_g=12.5+0.95Dm$		

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones-Norma OS.060 Drenaje pluvial urbano



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones-Norma OS.060 Drenaje pluvial urbano

**Figura 24: Mapa de subdivisión en zonas y subzonas pluviométricas del territorio peruano**

### 1.2.11. CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA

Las curvas intensidad-Duración-Frecuencia son curvas que resultan de unir los puntos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno (Témez, 1978).

#### a. Análisis estadístico de las curvas Intensidad –Duración-Frecuencia (IDF)

Aparicio (1997), publica una forma analítica para obtener una ecuación que genere las curvas (IDF) a través de un modelo de regresión lineal múltiple, de modo que la ecuación generada se pueda extrapolar a zonas que carezcan de registros pluviógrafos y que se encuentren relativamente cerca.

$$I = \frac{kT^m}{D^n}$$

Donde:

- . T es el período de retorno (años).
- . D es la duración (minutos u horas).
- . K, m, n son constantes de regresión múltiple.

#### a.1. Modelo de regresión lineal múltiple

Aparicio (1997) publica la siguiente relación para la ecuación de regresión múltiple que permita calcular la ecuación de las curvas IDF:

$$\text{Log}I = \text{Log}K + m\text{Log}T - n\text{Log}D$$

$$y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2$$

Donde:

- .  $y = \text{Log} I; X_1 = \text{Log}T; X_2 = \text{Log}D; a_0 = \text{log}k; a_1 = m; a_2 = -n$

## 1.2.12. ANÁLISIS DE CAUDALES EXTREMOS (DISEÑO)

### a. Método racional

Mencionado por Kuichling (1889) en la literatura americana, este método permite la determinación del escurrimiento máximo de una cuenca pequeña.

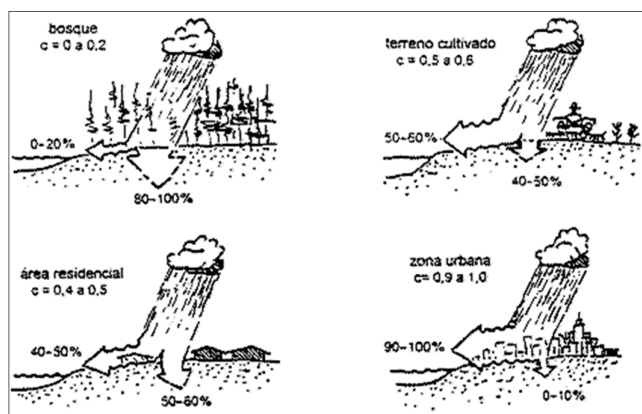
$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- . Q es el caudal máximo de escurrimiento (m<sup>3</sup>/s).
- . I es la intensidad máxima (mm/h).
- . A es el área de drenaje (Km<sup>2</sup>).
- . C es el coeficiente de escorrentía.

#### a.1. Coeficiente de escorrentía

La escorrentía es la parte de la precipitación que discurre de forma superficial una vez saturado el suelo por completo. Su valor depende de las características concretas del terreno que determinan la infiltración del agua en el suelo (Asensio et al, s.f). La Tabla 56, fue publicada por Chow (1988), la cual permite seleccionar este parámetro.



Fuente: <http://platea.pntic.mec.es>

Figura 25: Coeficiente de escorrentía

Tabla 56: Coeficiente de escorrentía

Características	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Áreas desarrolladas</b>							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto/techo	0.73	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
<b>Zonas verdes (Jardines, parques, etc.)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto del 50% al 75% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Condición promedio (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>Áreas no desarrolladas</b>							
<b>Áreas de cultivos</b>							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
<b>Bosques</b>							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente > 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Vente Chow, 1988



## **b. Criterios de Diseño para la Sección Transversal**

### **b.1. Caudal de Descarga**

El caudal de descarga será aquel que pueda evacuar con suficiencia el caudal máximo (Q) de escorrentía. Su cálculo se realiza a través de la fórmula de Manning:

$$Q_d = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Donde:

- . Qd es el caudal de descarga (m<sup>3</sup>/s).
- . A es el área hidráulica (m<sup>2</sup>).
- . R es el radio hidráulico (m).
- . S es la pendiente longitudinal (m/m).
- . N es el coeficiente de rugosidad.

### **b.2. Sección hidráulica de máxima eficiencia hidráulica y mínima infiltración**

Villón (2007) lo define como la sección transversal de un canal que para una misma área hidráulica, pendiente y rugosidad deja pasar un caudal máximo. Para la sección de mínima infiltración es aquella que permite obtener la mejor pérdida de agua infiltración.

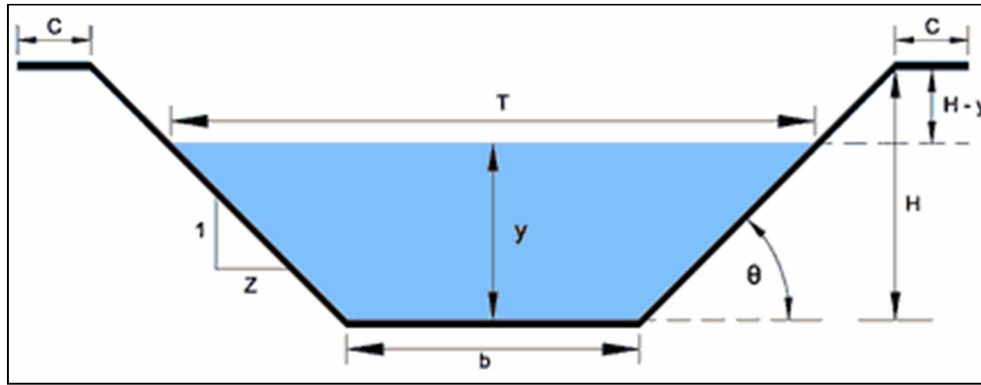
Matemáticamente las secciones de máxima eficiencia y mínima infiltración deben cumplir las siguientes condiciones respectivamente:

$$R=y/2$$

$$b=4y \tan \theta/2$$

Siendo una ecuación intermedia que resume ambos criterios la siguiente:

$$b=3y \tan \theta/2$$



Fuente: Web Ingeniero Civil Info

**Figura 26: Elementos de la sección transversal de un canal**

En la figura 26, se muestran los elementos característicos que tiene una sección hidráulica artificial de un canal donde:

- . Y es el tirante de agua.
- . B es la base del canal.
- . T es el espejo de agua.
- . H es la profundidad del canal.
- . H-y es el borde libre.
- . C es el ancho de corona.
- . Z es el inverso Talud.

### **b.3. Conceptos hidráulicos sobre las secciones de un canal**

-Área Hidráulica: Superficie ocupada por el líquido en una sección transversal cualquiera (Villón ,2007).

-Radio Hidráulico: Es la dimensión característica de la sección transversal, que hace la función de diámetro en tuberías (Villón ,2007).

$$R_h = \frac{A}{P}; P = \text{perímetro mojado}$$

-Perímetro Mojado: Es la parte del contorno del conducto que está en contacto con el líquido (Villón ,2007).

-Borde Libre: Es la distancia medida entre el espejo de agua y el borde del canal; la U.S. Bureau Reclamation recomienda su cálculo con la siguiente formula:

$$Bl = \sqrt{Cy}$$

Donde:

- . y es el tirante del canal.
- . C es una constante cuyo valor depende del caudal según lo siguiente:
  - ✓ C igual a 1.5, si  $Q < 0.57 \text{ m}^3/\text{s}$ .
  - ✓ C igual a 2.5, si  $0.57 < Q < 85 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### b.4. Coeficiente de Rugosidad

Parámetro que permite determinar el grado de resistencia que ofrecen los conductos ante el flujo del fluido. En la Tabla 57 se muestran algunos valores para este parámetro.

**Tabla 57: Coeficiente de rugosidad**

n	Superficie del conducto
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre
0.011	Concreto muy liso
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas
0.035	Canales naturales con abundante vegetación
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras

Fuente: Manual de diseños de obras Hidráulicas –Autoridad Nacional del Agua 2010 (ANA)

### b.5. Velocidad máxima y mínima permisible

Un canal estable es aquel en que no se presenta ni erosión ni azolvamiento. En otras palabras el canal está en equilibrio respecto a los sedimentos que arrastra en tal forma que la cantidad de material transportado permanece constante en tramos de igual caudal. La misma cantidad de sedimentos entra y sale del canal y si este se ramifica la cantidad de sedimentos es proporcional al caudal. Para conseguirlo es necesario que la velocidad sea lo suficiente grande para arrastrar todos los sedimentos que lleva el agua sin llegar a erosionar ni las paredes ni el fondo del canal (Krochin, 1982). En la Tabla 58, se muestran algunos valores.

**Tabla 58: Velocidades máximas no erosivas y mínimas no sedimentables**

Material de revestimiento	Velocidad en m/s	
	Mínimo	Máximo
Limo	0.15	0.30
Arena	0.20	0.60
Grava	0.60	1.20
Suelos arcillosos	0.70	1.20
Arcilla	1.00	2
Rocas sedimentarias	2.5	4.5
Rocas cristalinas	20	25
Concreto (175-210 Kg/cm <sup>2</sup> )	14	15.6

Fuente: Diseño Hidráulico de Krochin 1982

### 1.3. RESULTADOS DE HIDROLOGÍA

#### 1.3.1. EXTENSIÓN DEL REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Tabla 59: Datos de precipitación máxima en 24 horas

Año	Tarma	Huansahuasi	Ricrán	La Oroya
1990	7.60	16.9	15.7	17.0
1991	9.50	18.2	19.1	17.3
1992	9.00	17.2	13.1	17.0
1993	10.0	17.4	24.4	18.4
1994	7.00	18.1	15.5	18.0
1995	11.0	18.7	32.2	36.2
1996	15.0	17.4	27.5	23.0
1997	27.0	29.4	23.4	26.4
1998	14.0	20.0	23.2	17.3
1999	19.0	24.4	38.1	25.5
2000	19.0	25.8	25.4	22.8
2001	18.0	21.8	27.1	28.7
2002	16.0	23.8	33.1	25.8
2003	13.0	19.1	31.2	26.2
2004	17.0	21.5	28.0	20.5
2005	22.0	15.0	22.9	27.0
2006	21.0	23.4	27.6	24.0
2007	17.3	33.8	28.8	22.2
2008	12.6	23.7	30.0	20.4
2009	16.7	34.2	23.6	29.6
2010	15.2	30.8	26.0	25.9

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### 1.3.2. PRUEBA DE INDEPENDENCIA Y ESTACIONALIDAD

Tabla 60: Resultados del cálculo de parámetros para determinar el  $|\mu|$

Parámetro	Valor
S1	317.09
S2	5306.89
S3	96616.35
S4	1885497.37
S12	100544.829
S22	28163046.4
S32	9334720002
S42	3.5551E+12
N	21.00
$\bar{R}$	4761.90
Var ( R )	11576.98241
$ \mu $	<b>2.50</b>

Fuente: Elaboración Propia

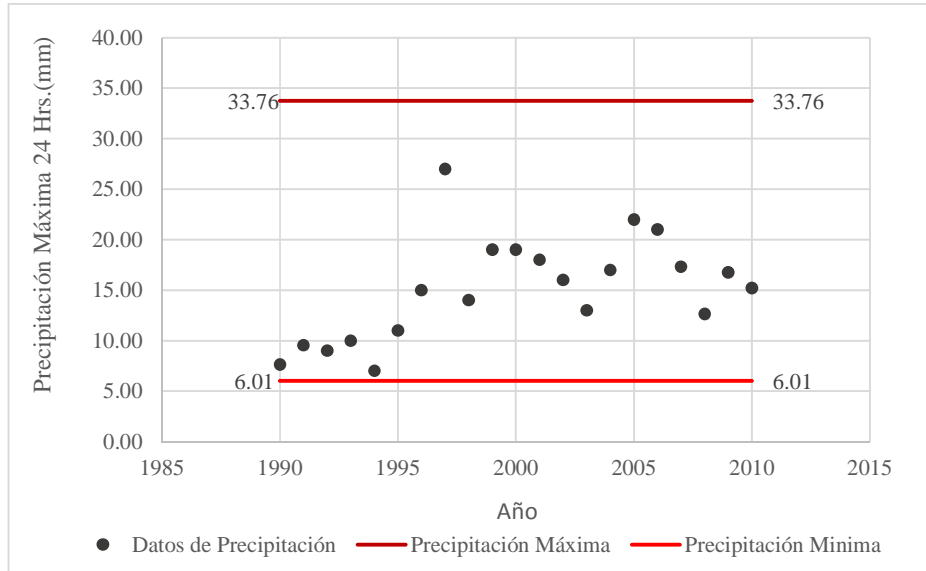
### 1.3.3. PRUEBA DE HOMOGENEIDAD Y ESTACIONALIDAD

Tabla 61: Resultados del cálculo de parámetros para determinar el  $|\mu|$

Parámetro	Valor
R	78
P	10
Q	11
V	23
W	87
$\bar{U}$	55
Var (U)	201.67
$ \mu $	<b>2.25</b>

Fuente: Elaboración Propia

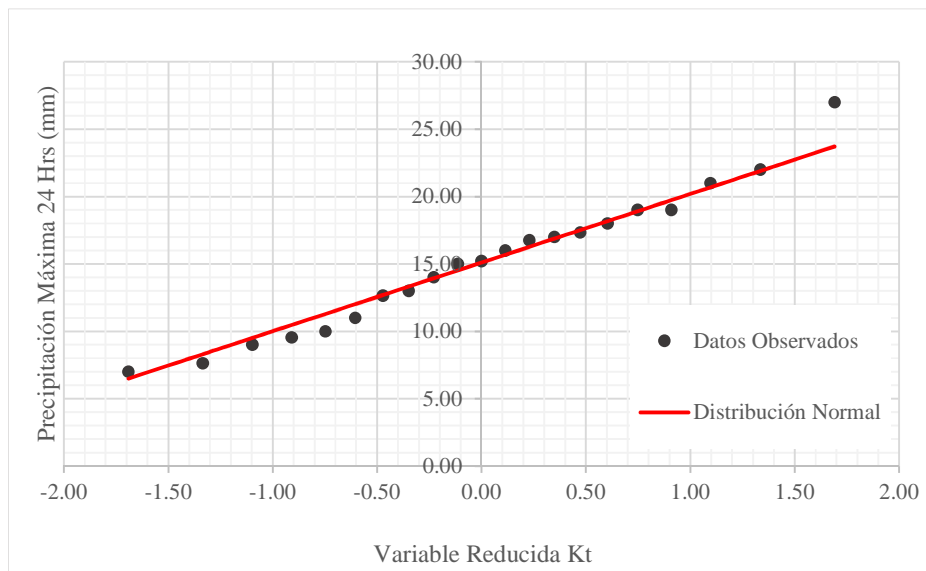
### 1.3.4. ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS



Fuente: Elaboración Propia

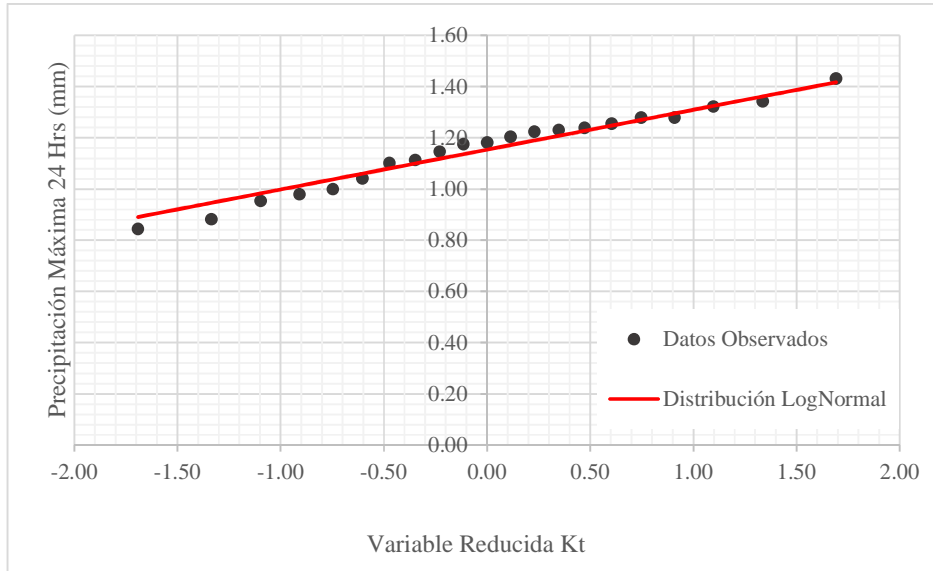
**Figura 27: Resultado de análisis de datos dudosos**

### 1.3.5. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES



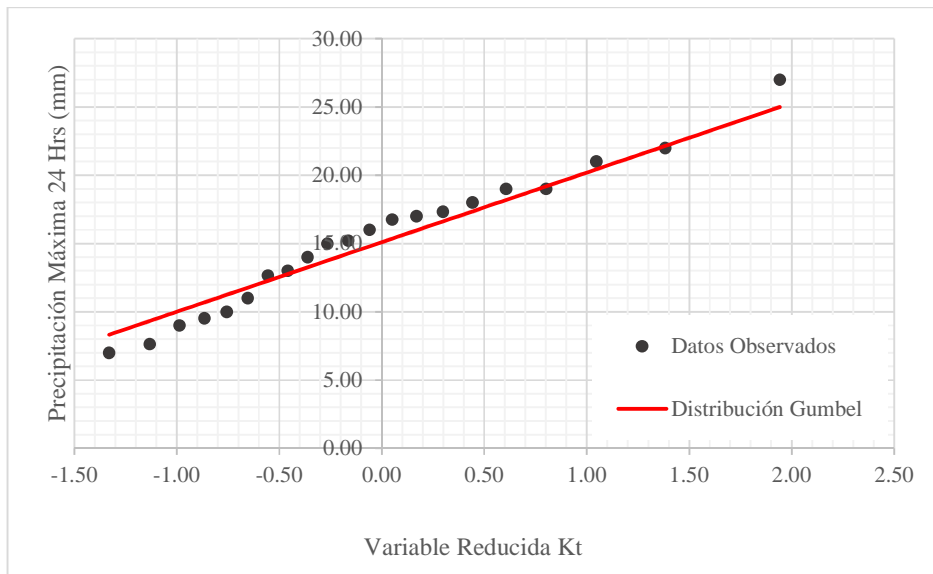
Fuente: Elaboración Propia

**Figura 28: Ajuste estadístico Normal**



Fuente: Elaboración Propia

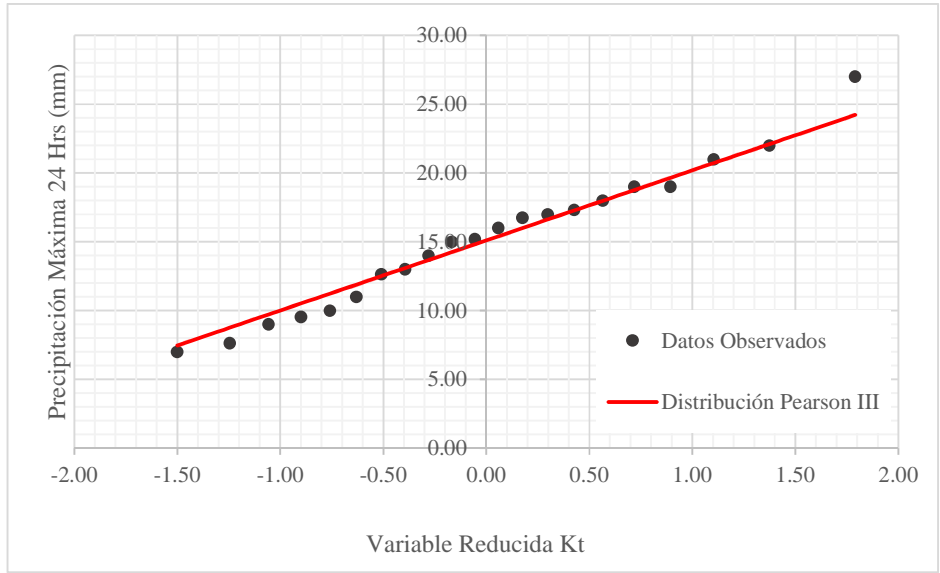
**Figura 29: Ajuste estadístico Log-Normal**



Fuente: Elaboración Propia

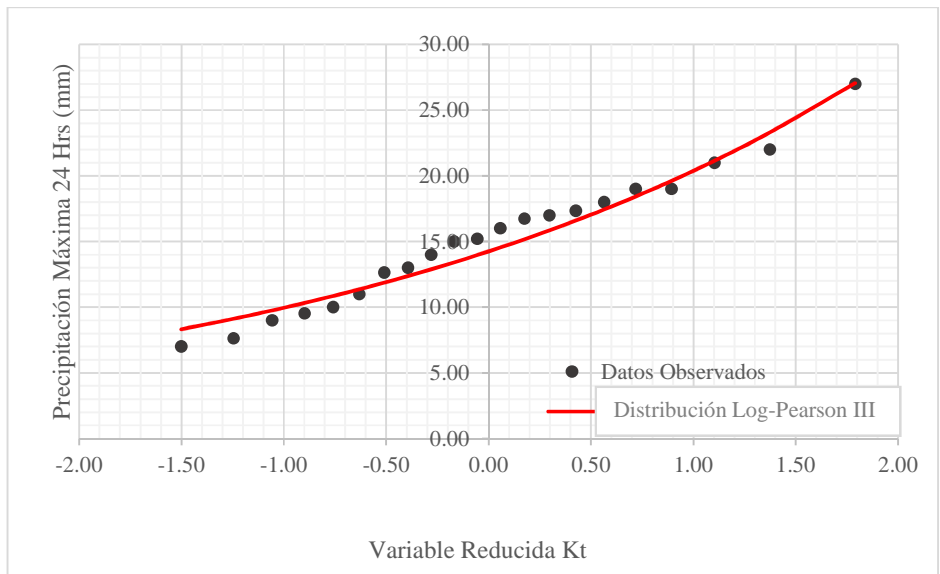
**Figura 30: Ajuste estadístico Gumbel**





Fuente: Elaboración Propia

**Figura 31: Ajuste estadístico Pearson III**



Fuente: Elaboración Propia

**Figura 32: Ajuste estadístico Log-Pearson III**

### 1.3.6. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Tabla 62: Resultados del parámetro “D” de la prueba de bondad de ajuste

m	Xo	F(Xo)	F(Xm)					D=  F(Xm)-F(Xo)				
			Normal	Log-Normal	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel	Normal	Log-Normal	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
1	27.0	0.9545	0.990	0.963	0.973	0.974	0.970	0.0357	0.0083	0.0188	0.0192	0.0157
2	22.0	0.9091	0.912	0.887	0.936	0.935	0.902	0.0031	0.0217	0.0269	0.0262	0.0068
3	21.0	0.8636	0.877	0.861	0.894	0.892	0.877	0.0130	0.0031	0.0305	0.0280	0.0132
4	19.0	0.8182	0.778	0.789	0.849	0.845	0.807	0.0401	0.0290	0.0312	0.0269	0.0114
5	19.0	0.7727	0.778	0.789	0.803	0.797	0.807	0.0053	0.0164	0.0298	0.0238	0.0341
6	18.0	0.7273	0.715	0.743	0.754	0.747	0.760	0.0118	0.0157	0.0271	0.0195	0.0328
7	17.3	0.6818	0.669	0.707	0.705	0.696	0.723	0.0129	0.0256	0.0233	0.0143	0.0416
8	17.0	0.6364	0.645	0.689	0.655	0.645	0.704	0.0091	0.0526	0.0188	0.0087	0.0679
9	16.7	0.5909	0.627	0.674	0.605	0.594	0.688	0.0357	0.0830	0.0138	0.0029	0.0976
10	16.0	0.5455	0.570	0.627	0.474	0.569	0.639	0.0247	0.0815	0.0717	0.0237	0.0934
11	15.2	0.5000	0.508	0.572	0.503	0.492	0.580	0.0085	0.0722	0.0032	0.0084	0.0803
12	15.0	0.4545	0.492	0.557	0.453	0.441	0.564	0.0377	0.1026	0.0020	0.0135	0.1095
13	14.0	0.4091	0.415	0.480	0.402	0.391	0.481	0.0055	0.0714	0.0070	0.0180	0.0719
14	13.0	0.3636	0.340	0.399	0.352	0.342	0.392	0.0235	0.0354	0.0116	0.0217	0.0288
15	12.6	0.3182	0.315	0.370	0.303	0.294	0.361	0.0031	0.0515	0.0155	0.0246	0.0424
16	11.0	0.2727	0.210	0.235	0.254	0.246	0.217	0.0622	0.0376	0.0187	0.0264	0.0557
17	10.0	0.2273	0.158	0.162	0.206	0.200	0.142	0.0689	0.0657	0.0209	0.0270	0.0853
18	9.5	0.1818	0.137	0.131	0.160	0.156	0.112	0.0443	0.0505	0.0218	0.0261	0.0695
19	9.0	0.1364	0.116	0.100	0.115	0.113	0.082	0.0208	0.0365	0.0211	0.0234	0.0539
20	7.6	0.0909	0.071	0.041	0.073	0.072	0.030	0.0197	0.0504	0.0183	0.0187	0.0606
21	7.0	0.0455	0.056	0.024	0.033	0.034	0.017	0.0105	0.0218	0.0123	0.0113	0.0285

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.7. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Tabla 63: Precipitación máxima en 24 horas calculada

T (Periodo de retorno)	P (Probabilidad)	P24Hrs
2.00	0.5000	15.10
5.00	0.2000	19.39
10.00	0.1000	21.63
20.00	0.0500	23.48
25.00	0.0400	24.02
50.00	0.0200	25.56
100.00	0.0100	26.95
200.00	0.0050	28.22
300.00	0.0033	28.92
400.00	0.0025	29.40
500.00	0.0020	29.76
750.00	0.0013	30.40
1000.00	0.0010	30.84

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.8. AJUSTE PRECIPITACIÓN MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS

Tabla 64: Datos de precipitación máxima en 24 horas corregidos según la OMM

Calculado	Factor de ajuste	P24Hrs según OMM
15.10	1.13	17.06
19.39	1.13	21.91
21.63	1.13	24.44
23.48	1.13	26.53
24.02	1.13	27.14
25.56	1.13	28.89
26.95	1.13	30.46
28.22	1.13	31.89
28.92	1.13	32.68
29.40	1.13	33.22
29.76	1.13	33.63
30.40	1.13	34.36
30.84	1.13	34.85

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.9. COEFICIENTES DE DISTRIBUCIÓN REGIONAL

Tabla 65: Coeficientes de distribución regional

Coeficientes regionales				
Horas	Min	Pt	P24H	Cr
0.17	10.00	8.28	29.25	0.28
0.33	20.00	9.87	29.25	0.34
0.50	30.00	10.94	29.25	0.37
0.67	40.00	11.77	29.25	0.40
0.83	50.00	12.46	29.25	0.43
1.00	60.00	13.05	29.25	0.45
1.50	90.00	14.46	29.25	0.49
2.00	120.00	15.56	29.25	0.53
4.00	240.00	18.55	29.25	0.63
6.00	360.00	20.57	29.25	0.70
8.00	480.00	22.13	29.25	0.76
10.00	600.00	23.42	29.25	0.80
12.00	720.00	24.53	29.25	0.84
24.00	1440.00	29.25	29.25	1.00

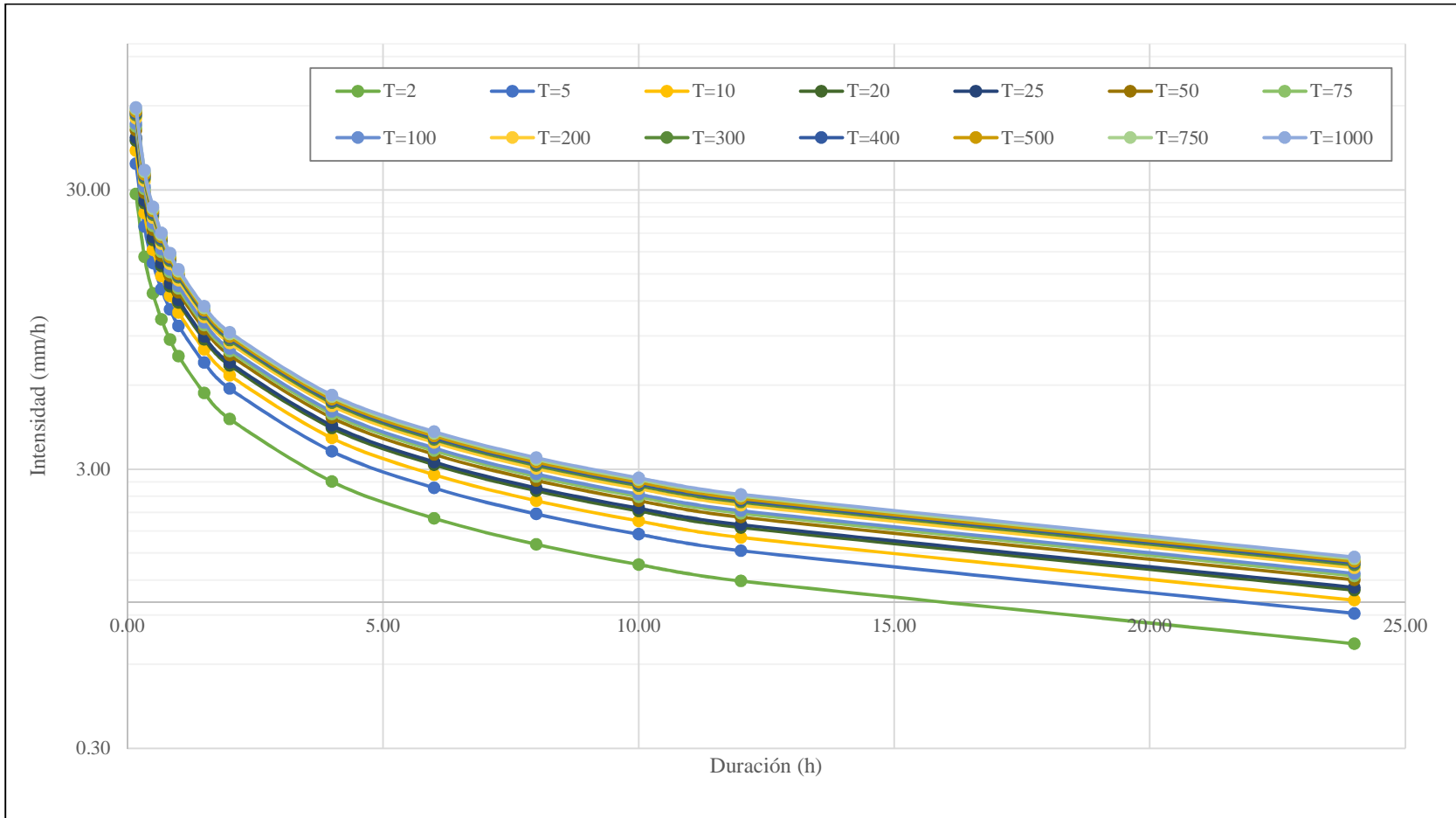
Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.10. CURVA DE INTENSIDAD –DURACIÓN-FRECUENCIA

Tabla 66: Arreglo para regresión lineal múltiple

Regresión lineal múltiple					
T	t	Y	Log(T)	Log(t)	Log(Y)
2	0.17	0.28	0.30	-0.78	-0.55
5	0.33	0.34	0.70	-0.48	-0.47
10	0.50	0.37	1.00	-0.30	-0.43
20	0.67	0.40	1.30	-0.18	-0.40
25	0.83	0.43	1.40	-0.08	-0.37
50	1.00	0.45	1.70	0.00	-0.35
75	1.50	0.49	1.88	0.18	-0.31
100	2.00	0.53	2.00	0.30	-0.27
200	4.00	0.63	2.30	0.60	-0.20
300	6.00	0.70	2.48	0.78	-0.15
400	8.00	0.76	2.60	0.90	-0.12
500	10.00	0.80	2.70	1.00	-0.10
750	12.00	0.84	2.88	1.08	-0.08
1000	24.00	1.00	3.00	1.38	0.00

Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración propia

**Figura 33: Curva de Intensidad - Duración – Frecuencia**

**Tabla 67: Precipitación de la estación Tarma- MÉTODO IILA-SENAMHI-UNI**

<b>PRECIPITACIÓN ESTACIÓN TARMA -MÉTODO IILA-SENAMHI-UNI</b>															
<b>Horas</b>	<b>Min</b>	<b>2.00</b>	<b>5.00</b>	<b>10.00</b>	<b>20.00</b>	<b>25.00</b>	<b>50.00</b>	<b>75.00</b>	<b>100.0</b>	<b>200.0</b>	<b>300.0</b>	<b>400.00</b>	<b>500.00</b>	<b>750.0</b>	<b>1000.0</b>
0.17	10.00	4.83	6.20	6.92	7.51	7.68	8.17	8.44	8.62	9.03	9.25	9.40	9.52	9.72	9.86
0.33	20.00	5.76	7.39	8.25	8.95	9.16	9.75	10.06	10.28	10.76	11.03	11.21	11.35	11.59	11.76
0.50	30.00	6.38	8.19	9.14	9.93	10.15	10.81	11.16	11.39	11.93	12.23	12.43	12.58	12.85	13.04
0.67	40.00	6.87	8.82	9.84	10.68	10.92	11.63	12.00	12.26	12.83	13.15	13.37	13.54	13.83	14.03
0.83	50.00	7.27	9.33	10.41	11.30	11.56	12.30	12.70	12.97	13.58	13.92	14.15	14.32	14.63	14.84
1.00	60.00	7.61	9.77	10.90	11.84	12.11	12.89	13.30	13.59	14.23	14.58	14.82	15.00	15.33	15.55
1.50	90.00	8.44	10.83	12.09	13.12	13.42	14.28	14.75	15.06	15.77	16.16	16.43	16.63	16.99	17.23
2.00	120.00	9.08	11.65	13.00	14.11	14.44	15.37	15.86	16.20	16.97	17.39	17.67	17.89	18.28	18.54
4.00	240.00	10.82	13.90	15.50	16.83	17.22	18.33	18.92	19.32	20.23	20.73	21.08	21.34	21.79	22.11
6.00	360.00	12.00	15.40	17.19	18.66	19.09	20.31	20.97	21.42	22.43	22.98	23.36	23.65	24.16	24.51
8.00	480.00	12.91	16.57	18.49	20.07	20.53	21.85	22.56	23.04	24.13	24.72	25.13	25.44	25.99	26.37
10.00	600.00	13.66	17.54	19.57	21.24	21.73	23.13	23.87	24.38	25.53	26.17	26.60	26.93	27.51	27.90
12.00	720.00	14.31	18.37	20.50	22.25	22.76	24.22	25.01	25.54	26.74	27.41	27.86	28.20	28.81	29.23
24.00	1440.00	17.06	21.91	24.44	26.53	27.14	28.89	29.82	30.46	31.89	32.68	33.22	33.63	34.36	34.85

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 68: Intensidad de la estación Tarma- METODO IILA-SENAMHI-UNI**

<b>INTESIDAD ESTACIÓN TARMA -MÉTODO IILA-SENAMHI-UNI</b>															
<b>Horas</b>	<b>Min</b>	<b>2.00</b>	<b>5.00</b>	<b>10.00</b>	<b>20.00</b>	<b>25.00</b>	<b>50.00</b>	<b>75.00</b>	<b>100.0</b>	<b>200.0</b>	<b>300.0</b>	<b>400.0</b>	<b>500.0</b>	<b>750.0</b>	<b>1000.0</b>
0.17	10.00	28.97	37.20	41.50	45.05	46.09	49.05	50.63	51.71	54.15	55.49	56.41	57.11	58.33	59.18
0.33	20.00	17.27	22.18	24.74	26.86	27.48	29.25	30.19	30.83	32.29	33.09	33.64	34.05	34.78	35.29
0.50	30.00	12.77	16.39	18.29	19.85	20.31	21.61	22.31	22.79	23.86	24.45	24.86	25.16	25.70	26.08
0.67	40.00	10.30	13.22	14.75	16.02	16.38	17.44	18.00	18.39	19.25	19.73	20.06	20.30	20.74	21.04
0.83	50.00	8.72	11.20	12.49	13.56	13.87	14.76	15.24	15.57	16.30	16.70	16.98	17.19	17.56	17.81
1.00	60.00	7.61	9.77	10.90	11.84	12.11	12.89	13.30	13.59	14.23	14.58	14.82	15.00	15.33	15.55
1.50	90.00	5.62	7.22	8.06	8.75	8.95	9.52	9.83	10.04	10.51	10.77	10.95	11.09	11.33	11.49
2.00	120.00	4.54	5.83	6.50	7.06	7.22	7.68	7.93	8.10	8.48	8.69	8.84	8.95	9.14	9.27
4.00	240.00	2.71	3.47	3.88	4.21	4.30	4.58	4.73	4.83	5.06	5.18	5.27	5.33	5.45	5.53
6.00	360.00	2.00	2.57	2.86	3.11	3.18	3.39	3.49	3.57	3.74	3.83	3.89	3.94	4.03	4.08
8.00	480.00	1.61	2.07	2.31	2.51	2.57	2.73	2.82	2.88	3.02	3.09	3.14	3.18	3.25	3.30
10.00	600.00	1.37	1.75	1.96	2.12	2.17	2.31	2.39	2.44	2.55	2.62	2.66	2.69	2.75	2.79
12.00	720.00	1.19	1.53	1.71	1.85	1.90	2.02	2.08	2.13	2.23	2.28	2.32	2.35	2.40	2.44
24.00	1440.00	0.71	0.91	1.02	1.11	1.13	1.20	1.24	1.27	1.33	1.36	1.38	1.40	1.43	1.45

Fuente: Elaboración propia

### 1.3.11. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Tabla 69: Resultados del caudal de diseño

T (Años)	I (mm/h)	C	A (km <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)
2.00	0.71	0.55	0.42	0.046
5.00	0.91	0.55	0.42	0.059
10.00	1.02	0.55	0.42	0.065
20.00	1.11	0.55	0.42	0.071
25.00	1.13	0.55	0.42	0.073
50.00	1.20	0.55	0.42	0.077
75.00	1.24	0.55	0.42	0.080
100.00	1.27	0.55	0.42	0.081
200.00	1.33	0.55	0.42	0.085
300.00	1.36	0.55	0.42	0.087
400.00	1.38	0.55	0.42	0.089
500.00	1.40	0.55	0.42	0.090
750.00	1.43	0.55	0.42	0.092
1000.00	1.45	0.55	0.42	0.093

Fuente: Elaboración propia

### 1.3.12. DISEÑO HIDRÁULICO DE DRENAJE LONGITUDINAL

Fuente: Software Hcanales

Figura 34: Diseño de la sección hidráulica usando *software* Hcanales



## ANEXO 3

### 1.4. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE GEOLOGÍA

#### 1.4.1. GEODINÁMICA EXTERNA

La geodinámica externa estudia la acción de los agentes atmosféricos externos: viento, aguas continentales, mares, océanos, hielos, glaciares y gravedad, sobre la capa superficial de la Tierra; fenómenos éstos que van originando una lenta destrucción y modelación del paisaje rocoso y del relieve, y en cuya actividad se desprenden materiales que una vez depositados forman las rocas sedimentarias. Igualmente, los efectos resultantes sobre las formas del relieve, evolución y proceso de modelado, es investigado por la geomorfología (Guevara, s.f).

##### a. Peligros Geológicos

La evaluación de los peligros geológicos están encaminados, principalmente, a la planificación del desarrollo del territorio, y por consiguiente las zonificaciones geotécnicas y de peligros geológicos e hidrológicos constituye herramientas valiosas y necesarias para la prevención y mitigación de desastres (Smoll, 2006).

##### b. Susceptibilidad a los Movimientos en Masa

La susceptibilidad, generalmente expresa la facilidad con que un fenómeno puede ocurrir en base a las condiciones intrínsecas del terreno (Suarez, 1998).

La estabilidad del terreno es una cualidad que expresa su mayor o menor tendencia a permanecer in situ. La cualidad opuesta es la inestabilidad y se define como la tendencia al desplazamiento pendiente abajo o como el grado de susceptibilidad a los procesos morfodinámicos, como los movimientos en masa y la erosión (Sánchez, 2002).

##### b.1. Análisis de la Susceptibilidad a los movimientos en masa

Sánchez (2002) propuso la siguiente fórmula que depende de parámetros como litológico (SI), pendiente (Sp), cobertura vegetal (Scv), morfología (Sm), erosión (Sie), hidrogeológicos (Sh) y número de parámetros (Np), para realizar el análisis de la susceptibilidad de los movimientos en masa:

$$SMM = \frac{0.25S_l + 0.25S_p + 0.20S_{cv} + 0.15S_m + 0.15S_{ie} + 0.10S_h}{N_p}$$

Donde:

- SMM = Susceptibilidad de los terrenos a los movimientos en masa

Las zonas de susceptibilidad están representadas en cinco grados o categorías que van desde muy baja a muy alta (INGEOMINAS, 2001). Las categorías se presentan en la siguiente Tabla 70:

**Tabla 70: Categorías y descripción de la susceptibilidad a los movimientos en masa**

Valor	Intervalo	Categoría	Descripción
1	0.03-0.82	Muy baja	Zonas con pendientes muy bajas a bajas, rocas fracturadas a poco fracturadas que no presentan indicios que permitan predecir los movimientos en masa, estos son muy raros o inexistentes. El área puede contener localmente laderas inestables, como en las riberas escarpadas de los ríos y quebradas, taludes con acumulación de materiales de corte y terraplenes modificados por gradación. Lluvias excepcionales pueden ocasionar flujos de barro en algunos sectores.
2	0.83-1.32	Baja	Terrenos con algunas zonas relativamente inestables, con pendientes muy bajas a medias. Presentan rocas fracturadas, alteradas y depósitos medianamente consolidados, parcialmente saturados, donde no han ocurrido estos fenómenos, pero existen indicios de que pueden ocurrir. Estas áreas están conformadas por materiales relativamente competentes como depósitos proluviales, coluviales y aluviales, que difícilmente se movilizarán bajo condiciones naturales. La inestabilidad de las laderas de estas áreas puede cambiar radicalmente en respuesta a la modificación del terreno adyacente.
3	1.33-1.86	Moderada	Laderas con algunas zonas inestables, pendientes medias a fuertes, rocas fracturadas a muy fracturadas y alteradas, materiales parcialmente saturados donde han ocurrido o existe alta posibilidad de que ocurran estos fenómenos, principalmente desprendimientos de rocas, derrumbes y flujos.
4	1.87-2.23	Alta	Generalmente, ocupan laderas altas y escarpadas poco estables y más susceptibles a los movimientos en masa como los deslizamientos, movimientos complejos, desprendimientos de rocas, derrumbes; así como a procesos de erosión de laderas.
5	2.24-3.08	Muy alta	Laderas con zonas de falla, pendientes fuertes a muy fuertes, rocas con discontinuidades a favor de la pendiente, muy fracturadas, formaciones superficiales inconsolidada a medianamente consolidadas, saturadas a medianamente saturadas donde han ocurrido estos fenómenos o existe una alta posibilidad de que ocurra. Incluyen a la mayoría de los movimientos en masa (activos o inactivos) y laderas sobre las cuales hay evidencia sustancial de movimiento ladera abajo de los materiales superficiales

Fuente: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico

## **1.5. RESULTADOS DE GEOLOGÍA**

### **1.5.1. GEOMORFOLOGÍA**

#### **a. Ladera de montaña plana-Ligeramente inclinada (Lm-li)**

Esta unidad geomorfológica ocupa una extensión de 0.26 hectáreas que equivale al 4.25 por ciento de la superficie total estudiada, comprende altitudes que van desde 3202 hasta 3266 m.s.n.m. aproximadamente.

Son sectores de topografía poco accidentada conformada por montañas planas ligeramente inclinadas. La mayoría de estas zonas están cubiertas por vegetación propia de la zona y en algunos sectores se realizan actividades agrícolas. La pendiente presenta un rango de cero a cuatro por ciento.

En la figura 35 se muestra una vista panorámica de esta unidad geomorfológica en los alrededores del proyecto.



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 35: Ladera ligeramente inclinada**

#### **b. Ladera de montaña - Moderadamente inclinada (Lm-mi)**

Son sectores de topografía poco accidentada conformada por montañas moderadamente inclinadas donde la pendiente va de 4 a 8 por ciento.

Ocupa una extensión de 0.41 hectáreas que equivale al 6.70 por ciento de la superficie total estudiada, comprende altitudes que van desde 3210 hasta 3270 m.s.n.m. aproximadamente.

En la figura 36 se muestra una vista local de esta unidad geomorfológica en los alrededores del proyecto.



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 36: Ladera de montaña moderadamente inclinada**

**c. Ladera de montaña- Fuertemente inclinada (Lm-fi)**

Ocupa una extensión de 0.41 hectáreas que equivale al 6.70 por ciento de la superficie total estudiada, comprende altitudes que van desde 3210 hasta 3274 m.s.n.m. aproximadamente.

La mayoría de estas zonas actualmente están cubiertas por vegetación natural, pastos naturales y afloramientos rocosos y pocas áreas por actividad agrícola pese a las limitaciones topográficas; por ello los procesos de erosión actual están ligados a la actividad agrícola. La pendiente dominante fluctúa entre 8 y 15 por ciento. En la figura 37 se muestra una vista local de esta unidad geomorfológica en los alrededores del proyecto.



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 37: Ladera de montaña fuertemente inclinada**

**d. Ladera de montaña - Moderadamente empinada (Lm-me)**

Ocupa una extensión de 3.08 hectáreas que equivales al 50.33 por ciento de la superficie total estudiada, independiente de la configuración del relieve, también se ubican en diferentes pisos altitudinales, siendo la altura mínima de 3,212 y la máxima de 3,314 m.s.n.m. aproximadamente.

Corresponde a zonas de topografía poco accidentadas conformada por laderas de montaña moderadamente ramificadas y estructuralmente plegadas; los procesos geomorfológicos también corresponden a los de escorrentía superficial cuya agua a su paso produce erosión en las laderas. Litológicamente está constituida por rocas sedimentarias y rocas volcánicas. La pendiente dominante fluctúa entre 15 y 25 por ciento.

En la figura 38 se muestra una vista local de esta unidad geomorfológica en los alrededores del proyecto.



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 38: Ladera de montaña moderadamente empinada**

**e. Ladera de montaña -Empinada (Lm-e)**

Ocupa una extensión de 2.10 hectáreas que equivale al 30.31 por ciento de la superficie total estudiada, comprende altitudes que van desde 3236 hasta los 3316 m.s.n.m. aproximadamente.

Son unidades que se localizan de manera dispersa en casi todo el departamento, incluye laderas de montaña estructuralmente plegadas. Litológicamente están constituidas por rocas sedimentarias, por rocas volcánicas y por rocas intrusivas; existiendo zonas constituidas por depósitos del holoceno y por rocas metamórficas.

Actualmente las bajas temperaturas en estas zonas, impiden la explotación agrícola de los terrenos, salvo el pastoreo extensivo de las gramíneas naturales existentes, lo cual desde la perspectiva ambiental debe regularse esta actividad pudiéndose considerarla como zonas de reserva. La pendiente dominante fluctúa entre 25 y 50 por ciento.

En la figura 39 se muestra una vista local de esta unidad geomorfológica en los alrededores del proyecto.



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 39: Ladera de montaña empinada**

## **1.5.2. GEOLOGÍA REGIONAL**

### **a. Estratigrafía Regional**

#### **a.1. Neoproterozoico**

La mayor parte de los sedimentos que se depositan durante el Neoproterozoico en el área estudiada son terrígenos y muy ricos en cuarzo detrítico; predominando las arenas cuarzosas con cemento arcilloso, bien estratificadas, asociadas a delgadas intercalaciones limolíticas, y arenas feldespáticas. El volcanismo asociado es mayormente básico: se trata de coladas y tobas piroclásticas a menudo depositadas en ambientes acuáticos (Megard et al. 1996).

#### **a.2. Paleozoico Devónico**

##### **-Formación Concepción**

Litológicamente el Grupo Cabanillas está compuesto por lutitas pizarrosas negras con intercalaciones de areniscas cuarzosas en estratos menores a diez centímetros. La base de secuencia no aflora y el techo está sobreyacido en discordancia erosional directamente por el Grupo Mitu o el Grupo Pucara (Rodríguez et al. 2011).

Dentro de la región estudiada entre Tarma y Concepción, la Formación Concepción contiene braquiópodos del Devónico (Harrison, 1940) y huellas de trilobites (Paredes, 1972), que en conjunto abarcan el Devónico inferior a medio. Por su similitud con el Grupo Cabanillas corresponde a la secuencia de la Formación Concepción del sur del Perú (Rodríguez et al. 2011).

#### **a.3. Paleozoico Carbonífero Inferior**

##### **-Grupo Ambo**

Ha sido reconocido en el flanco SO del anticlinorio de Comas-Tambo. Algunos estratos arenosos son restos de plantas en la base de la sección clásica del Grupo Ambo en Tarma, así como depósitos lenticulares de conglomerados que rellenan depresiones situadas en la base, podrían ser adscritas al Grupo Ambo (Megard et al. 1996).

La litología del Grupo Ambo lo conforma conglomerados de clastos de rocas metamórficas, cuarzo filoneano y rocas intrusivas, areniscas con intercalaciones de limolitas y principia con

un conglomerado basal, son depósitos molásicos rítmicos, vacanales; las estratificaciones oblicuas son frecuentes. Las areniscas son ricas en feldespato y micas, los estratos limosos son comúnmente carbonosos, siendo frecuente delgados lentes de carbón (Megard et al. 1996).

El color de las rocas varía entre gris a pardo oscuro. Se pueden interpretar como molasas mayormente continentales que resultan de la destrucción de los relieves de la cadena Eohercínica depositándose verosímilmente en surcos de orientación. Contiene horizontes volcánicos bastante gruesos que se ubican en el tope (Megard et al. 1996).

La mineralogía está conformada por minerales esenciales de plagioclasa, feldespato potásico y vidrio. Los minerales esenciales de opacos, cuarzo I, II, sericita, zircón, calcita, cloritas, arcillas, rutilo y los minerales secundarios de calcita, sericita y cloritas (Megard et al. 1996).

#### **a.4. Paleozoico Carbonífero Superior**

##### **-Grupo Tarma**

Aflora en la Cordillera del cuadrángulo de Tarma y Nor-Este del cuadrángulo de la Oroya, es concordante con el Grupo Ambo en los lugares donde está presente; en caso contrario descansa con discordancia angular encima del Paleozoico inferior y medio del Neoproterozoico (Megard et al. 1996).

El grosor de la sección es de 300 metros, y está compuesta, en proporciones decrecientes, por los siguientes tipos de roca (Megard et al. 1996):

- . Lutitas y limonitas grises o negras frecuentemente intercalados de caliza arenosa ocre a menudo nodulosa.
- . Areniscas glauconíticas.
- . Conglomerados polimíctico, con elementos angulosos a redondeados de varios decímetros de longitud, que provienen de estratos subyacentes de la serie devoniana.



## **a.5. Paleozoico Permiano Inferior**

### **-Grupo Copacabana**

Aflora en el borde Nor-Este del anticlinorio de Tarma-Huancayo al sur del valle del río Tarma, en el cuadrángulo de Tarma, y se pasa a la esquina NE del cuadrángulo de La Oroya (Megard et al. 1996).

Se trata de secuencia roja detrítica roja de 30 a 100 metros de grosor, los conglomerados de la parte basal contienen cantos de este grupo. Pasan luego a areniscas que contienen algunos bancos de calizas y dolomitas. El Grupo Mitu cubre a esta secuencia con una discordancia angular débil, y se observan en su base canales que erosionan el tope del Grupo Copacabana (Megard et al. 1996).

La sección cuyo grosor total es de 150 metros está ubicada en la esquina Sur-Este del cuadrángulo de Tarma, en la margen izquierda de la Qda. Huaychaoniyocc, dos y medio kilómetros al Oeste de la Hda. Maco. La secuencia descansa en discordancia paralela erosiva sobre areniscas intercaladas con lutitas negras que representan el tope del Grupo Tarma y constan de (Megard et al. 1996):

- . Noventa metros de areniscas de color dominante concho de vino, parcialmente conglomerádicas en sus 25 metros inferiores, y con intercalaciones limolíticas rojas, verdes o negras.
- . Seis metros de lutitas negras y verdes.
- . Dos metros de areniscas con nódulos calcáreos.
- . Seis metros de calizas nodulosas con septas lutáceas y algo de chert en la parte superior; contienen corales y fusulínidos.
- . Seis metros de areniscas rojas en bancos de uno a dos metros con intercalaciones limolíticas.
- . Diez metros de conglomerados estratificados; los cantos son mayormente calizas y cherts.
- . Ocho metros de areniscas rojas deleznales.

- . Veinte metros de calizas ocre a gris en bancos irregulares de veinte centímetros a un metro, intercaladas con limolitas negras; las calizas son fosilíferas.

#### **a.6. Paleozoico Permiano Superior**

##### **-Grupo Mitu**

Forma la envoltura de todos los macizos neoproterozoicos o eohercínicos de la Cordillera Oriental y de las Altiplanicies. Está conformado por series detríticas y volcánicas de color rojo dominante, que pueden considerarse como molsas ligadas a la orogénesis, y que en muchas áreas pueden incluir secuencias rojas miméticas que de hecho pertenecen al Grupo Copacabana o a la base del Grupo Pucará (Megard et al. 1996).

El Grupo Mitu cubre con discordancia angular a rocas de los grupos Huácar o Excelsior, y al Grupo Tarma al oeste del pueblo de Tarma y casi siempre infrayase con ligera discordancia a las calizas del Grupo Pucará (Formación Chambará), (Megard et al. 1996).

En las series terrígenas, el material grueso (conglomerado, areniscas conglomerádicas y grano grueso) predomina sobre las limolitas y lutitas. El color más frecuente es el rojo ladrillo hasta concho de vino, seguido por el verde y el rosado; pero es de notar el hecho que un débil aumento de la temperatura provoca la aparición de colores marrones y verdes (Megard et al. 1996).

En muchas de sus secciones, el Grupo Mitu incluye horizontes volcánicos, cuyo grosor, extensión lateral y posición en la sección son muy variables. Las andesitas del Mitu se presentan como coladas o acumulaciones de brechas; a veces son rocas porfiríticas, con cristales de labrador y andesina a menudo zonados destacándose sobre un fondo de color concho de vino o verde. Las rocas de composición dacítica o riolítica son frecuentemente tobas soldadas emplazadas por nubes ardientes (Megard et al. 1996).

#### **a.7. Mesozoico Triásico Superior**

##### **-Formación Chambará**

Litológicamente está constituido por calizas de color gris a gris oscura por intemperismo con coloraciones superficiales beige a marrón claro; se les describe como biomicritas, dolomíticas, algunas dolomitas y calizas micriticas dolomitizadas (Megard et al. 1996).

La parte inferior constituida por calizas en capas de uno a dos metros de grosor, formadas por estratos que contienen generalmente abundantes nódulos e inclusiones silíceas de forma irregular. Su estratificación es paralela con superficies onduladas e irregulares; las calizas son bastante resistentes, de apariencia maciza, sin embargo en algunos lugares se observan abundantes cuevas y depresiones; se caracteriza por presentar farallones y escarpas empinadas (Megard et al. 1996).

#### **a.8. Cenozoico Cuaternario**

##### **-Depósitos de Glaciares**

Son acumulaciones de gravas semiredondeadas que tienen mayoritariamente de dos a seis centímetros de diámetro, que aparecen embaladas en gruesas matrices arenosas y limoarcillosas de depósitos semiconsolidados, que incluyen frecuentes bloques rocosos de varios centímetros a algunos decímetros de grosor. Los depósitos fluvioglaciales se originan a partir de los frentes de acumulación glacial, cuando las morrenas son retocadas por voluminosas corrientes de fusión, que les dan cierto carácter aluvial, de acumulación semiestratificada y semiredondeadas (Megard et al. 1996).

Estas masas dejaron gruesas acumulaciones morrénicas netamente glaciales, las cuales fueron luego retocadas y re explayadas en la zona de estudio por las aguas corrientes, formando amplias llanuras que cubren las formaciones del substrato rocoso (Megard et al. 1996).

##### **-Depósitos de Pendiente**

En muchos casos se pueden correlacionar con una de las terrazas o una de las épocas de glaciación, como lo muestran los trabajos de (Dollfus, 1965). Sin embargo, no tienen en los cuadrángulos de Tarma, La Oroya y Yauyos la misma importancia que en los de Huancayo y no los hemos diferenciado en función de su edad, la cual se refleja esencialmente, en zonas donde predominan las formaciones rocosas carbonatadas, por grados diferentes de encostramiento calcáreo (Megard et al. 1996).

##### **-Depósitos Tranvertinos**

Existen otros depósitos travertinos en los fondos de los valles, depositados por manantiales o por los mismos ríos, identificados con el símbolo Q-tr (Megard et al. 1996).

En unas pocas áreas, como las laderas del valle del río Mantaro entre la confluencia de los ríos Huari y Llocllapampa, donde predominan los encostramiento y horizontes travertinos (Megard et al. 1996).

## **b. Rocas Intrusivas Plutónicas**

### **b.1. Monzogranito Huayauniyoc**

Es una roca leucócrata que contiene escasas biotitas cloritizadas y grandes ortosas. Es afectada por una intensa figuración que la fragmenta en bloques prismáticos decimétricos; las fisuras han sido rellenadas por clorita y cuarzo. Frecuentemente esta recortada por diques; en algunos casos, como inmediatamente al este de Palca, los diques se vuelven tan numerosos que la adamelita solo representa menos de 20 por ciento de los afloramientos. Unos son básicos, variando de doleritas hasta pórfidos de plagioclasa; otros son ácidos: microgranitos, riolitas, silixitas. Al norte de Palca, la adamelita de Huayauniyoc está cubierta discordantemente por brechas que contienen cantos de la adamelita y por rocas volcánicas poco deformadas de color morado, que las atribuimos al Grupo Mitu. En un bloque fallado más al Sur-Oeste, la adamelita atraviesa rocas volcánicas que parecen ser las del Misisipiano y están más deformadas que las del Grupo Mitu, ya que presentan una esquistosidad de fractura. Por lo tanto, consideramos que la adamelita de Huayauniyoc es un granitoide tardihecinico (Megard et al. 1996).

### **b.2. Granito Huacuas**

Esta sección, complementada por observaciones hechas cerca a las lagunas de Torococha y Maniacocha en las nacientes del río Huacuas, se vuelve a encontrar granitos deformados íntimamente del tipo g1, cortados por un conjunto de granodioritas oscuras, dioritas y tonalitas muy claras (tonalitas de Huacuas), que es muy poco deformado y análogo a g3 (Megard et al. 1996).

Entre Tiambra y la hacienda Huacuas, se observa un gran macizo g3 de dioritas, que parecen ser los precursores básicos de las tonalitas de grano fino que las atraviesan; en las nacientes del río Huacuas, g1 se emplazó dentro de gneises y fue cortado a su turno por diques de diorita de grano fino; otros diques de tonalita clara atraviesan tanto g1 como los diques dioríticos (Megard et al. 1996).

Más al sur del Abra de San Antonio y el río Huasahuasi, las tonalitas g3 de Huacuas cortan una estructura andina, que consiste en un compartimiento limitado por dos fallas inversas buzando al Sur-Oeste, que afectan terrenos de edad comprendida entre el Neoproterozoico y el Triásico, por lo que atribuimos a una edad andina, sin más precisión, al conjunto g3 (Megard et al. 1996).

### **1.5.3. GEOLOGÍA LOCAL**

El yacimiento de Talco es de origen secundario debido a un proceso de transformación de las rocas pre-existentes durante la etapa de metamorfismo, cuya composición química de talco, nos indica que es producto de la transformación de calizas dolomíticas porque está compuesto por Carbonato de Calcio y Magnesio, la cual es grasa al tacto, deslenable con laminaciones onduladas y a veces de aspecto terroso de color gris claro a verde oscuro, desde cual es el mineral económico, cuyo porcentaje de Carbonato de Calcio no debe exceder más del 30%. Pero el pseudo Talco, es una roca dura que viene a ser la etapa intermedia de transformación a talco que contiene un aproximado del 60 por ciento de Carbonato de Calcio, cuyo exceso del porcentaje de Carbonato hace que sea considerado como desmonte (Pedraza, 2013).

El rumbo del talco es predominante en la dirección Sur-Este-Nor-Oeste con buzamiento variable de 25° a 70° al Sur-Oeste, con potencias de uno a cuatro metros. cuyas longitudes sobrepasan más de 100 metros en cada tramo de extracción, cuyas profundidades del afloramiento hacia el interior pasan más de 40 metros, con respecto a la superficie de manera ondulada, dichos mantos de talco se interrumpen debido a la existencia de fallas locales (Chirif, 2005).

### **1.5.4. GEOLOGÍA ECONÓMICA**

Los recursos naturales no renovables en cuanto a sustancias no metálicas tenemos a los siguientes minerales: Arcilla, Arenisca Cuarzosa, Caliza, Carbón y otros. Entre estas sustancias, la arcilla es más explotada en grandes cantidades para productos cerámicos, mientras que el carbón es extraído a pequeñas escalas para uso doméstico y si es de volumen regular sirven para quemado de ladrillos (Pedraza, 2013).

### **1.5.5. GEODINÁMICA EXTERNA**

La zona de estudio se encuentra en un área de laderas con pendientes moderadas a pronunciadas; geológicamente el área de estudio presenta perioditas que es un material muy denso, mientras en las zonas aledañas se presentan material aluvial y coluvial lo cual sumado a las fuertes precipitaciones que se presentan en la zona constituyen a los deslizamientos y desprendimientos como el riesgo geológico más latente.

Los procesos geodinámicos de movimiento en masa observados fueron de deslizamientos, desprendimientos y huaycos, los cuales se han observado en ciertas áreas delimitadas de la Unidad Económica Administrativa “La Tormenta”.

El área es propensa a erosión, principalmente en pequeñas torrenteras y surcos producto de diversos agentes externos, cuyo grado de susceptibilidad es moderado; la erosión se puede apreciar principalmente en las zonas próximas proyecto.

Por todo lo anteriormente mencionado, el área de estudio se clasifica como un área con moderada susceptibilidad a los movimientos en masa.

## ANEXO 4

### 1.6. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA

#### 1.6.1. ZONIFICACIÓN TÉCTONICA

La zonificación tectónica próxima al área donde se ubica el proyecto tiene las siguientes fallas Tavera (1999):

- . Fallas Cordillera Blanca: Estos sistemas de falla se encuentran localizados en el departamento de Ancash y se orienta en dirección N100°E y N150°E. Los ángulos de buzamiento están comprendidos entre 55° y 75°. Estos sistemas de fallas normales alcanzan una longitud de 190 km. y sus saltos verticales varían de 1 a 50 m.
- . Fallas Cayesh: Esta falla se ubica al Noreste de la ciudad de Tarma cerca de la localidad de Cayesh, y se orienta en la dirección N160°E. La falla Cayesh es aparentemente del tipo normal con 10 km de longitud aproximado.
- . Fallas Huaytapallana: Esta falla se encuentra ubicada al pie de la cordillera del mismo nombre. El rumbo general de la falla es NW-SE, con un buzamiento de 65° hacia el NE. El desplazamiento vertical alcanza hasta 2 m en la parte Norte de la falla. Su longitud es de 25 Km y está compuesta por dos tramos visibles en superficie de 4.5 y 9.5 Km de longitud respectivamente.
- . Gran Bretaña: Es la continuación de un haz de fallas que se inicia en los cabalgamientos N30°O del límite entre la Cordillera Occidental y Altiplanicies en el cuadrángulo Matucana (áreas de Ticlio y Pomacocha-Huallacocha) y entra a las Altiplanicies después de un primer cambio de rumbo, vuelve luego a su rumbo inicial, pero con una actitud subvertical hasta cruzar el río Cochas. A partir de este lugar, y luego en la parte norte del cuadrángulo de Yauyos, su rumbo se vuelve ONO – ESE a O-E, al mismo tiempo que se inclina haciendo cabalgar el bloque meridional encima del sinclinorio de Usibamba.
- . Fallas Alpamarca: Se ha denominada de esta manera al conjunto de fallas que se encuentran alrededor de la zona de estudio. Los episodios repetidos de plegamiento son coaxiales, es un indicativo fuerte de la deformación; el principal y máximo

esfuerzo fue orientado de Suroeste – Noreste, dando como resultado pliegues orientados de Noroeste – Sureste, de orientación principal andina.

### **1.6.2. SISMICIDAD EN LA REGIÓN DEL PROYECTO**

Silgado (1969, 1973, 1978 y 1992), hace una recopilación de datos sobre los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú desde el año 1513. Este trabajo constituye una fuente de información básica para el conocimiento de las intensidades sísmicas de los sismos históricos.

Los sismos que presentan mayor importancia y que afectaron la región se presentan a continuación:

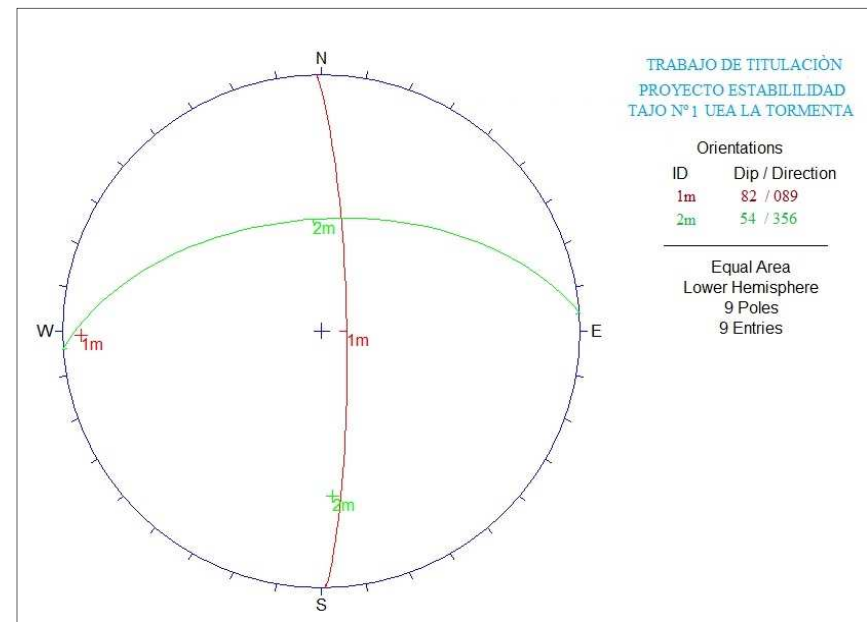
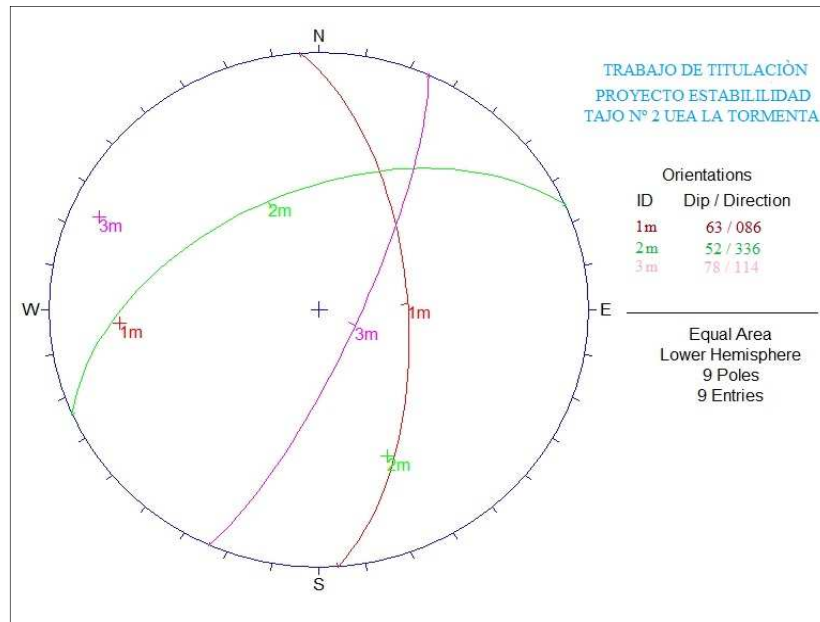
- . Sismo del 9 de Julio de 1586 a las 19:00 horas: Terremoto que destruyó Lima, con 14 a 22 víctimas. Intensidades: Lima IX (MMI), Ica VI (MMI) y Trujillo III (MMI).
- . Sismo del 12 de abril de 1909 a las 03:05 horas: Fuerte movimiento de tierra que conmovió casi toda la región central del país; la intensidad máxima se estimó en grado VI RF.
- . Sismo del 5 de agosto de 1933 a las 21:55 horas: Sismo en Lima, ligeros daños en casas antiguas. Intensidades: Lima VI (MMI).
- . Sismo del 24 de mayo de 1940 a las 11:35 horas: Terremoto de grado VIII (MMI) en Lima.
- . Sismo del 21 de agosto de 1945 a las 11:30 horas: Sismo en la Sierra Central. Intensidades: en Cerro de Pasco y San Ramón V (MMI).
- . Sismo del 1 de noviembre de 1947 a las 09:50 horas: Terremoto en la zona central del Perú. Intensidades: VII (MMI), en Huánuco, Cerro de Pasco, Junín.
- . Sismo del 17 de octubre de 1966 a las 16:41 horas: Fue uno de los más destructores ocurridos en Lima después del sismo de 1940. Intensidades de VII (MMI) el Lima y Cajatambo.
- . Sismo del 31 de mayo de 1970 a las 15:23 horas: Fue uno de los sismos más catastróficos ocurridos en el Perú. Intensidades de IX (MMI).
- . Sismo del 23 de junio del 2001. a las 15:33 horas se registró un sismo de magnitud 6.9 ML ( $M_s=7.9$ ,  $M_w=8.4$ ), que afectó toda la región Sur de Perú.
- . El 15 de Agosto de 2007 a horas 18 y 40 minutos (hora local), la zona sur de la región central de Perú fue afectada por un terremoto de magnitud 7.0ML (Richter).



## ANEXO 5

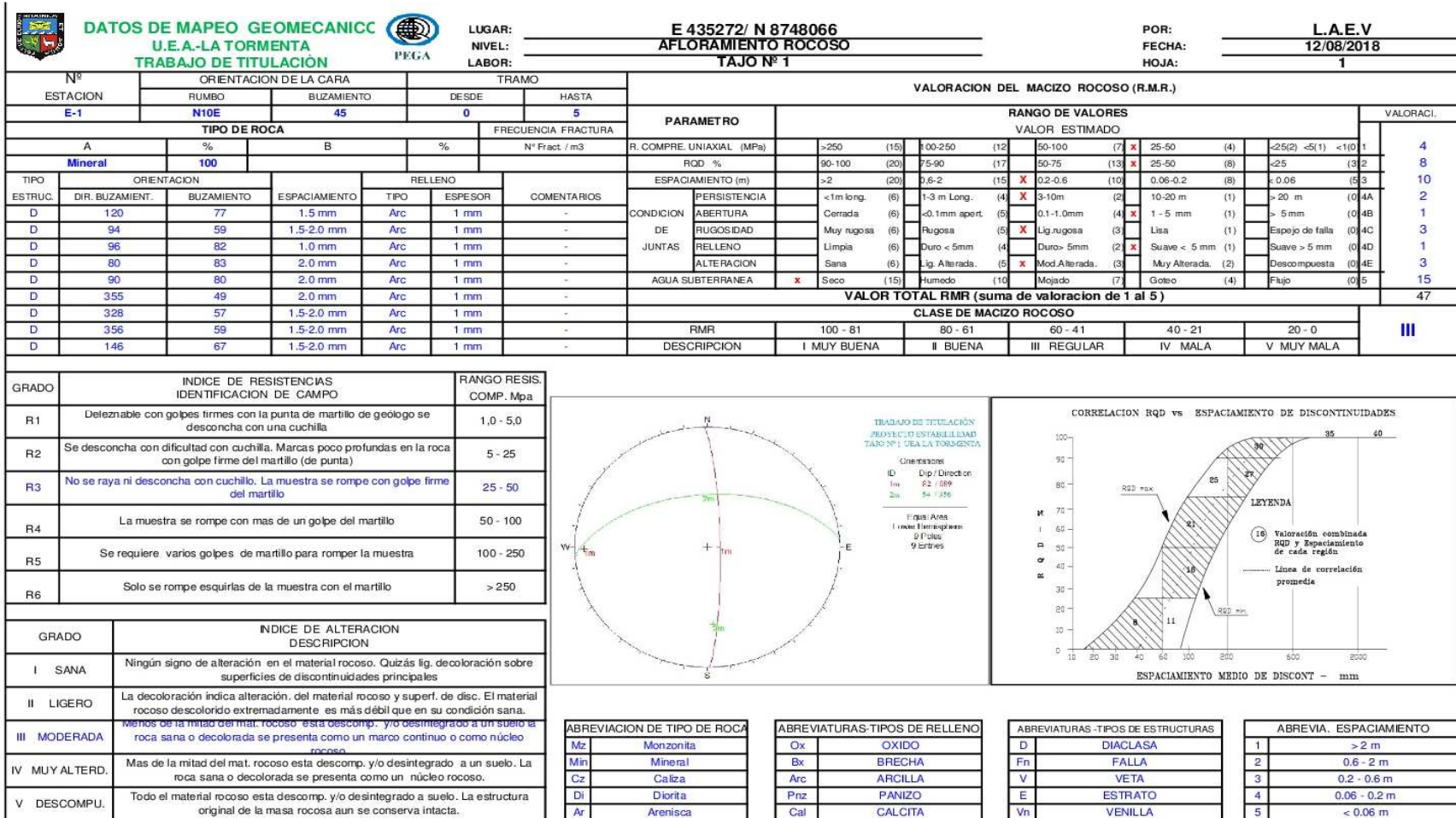
### 1.7. RESULTADOS DE GEOTECNIA

#### 1.7.1. MAPEO GEOMECANICO DE AFLORAMIENTO ROCOSO



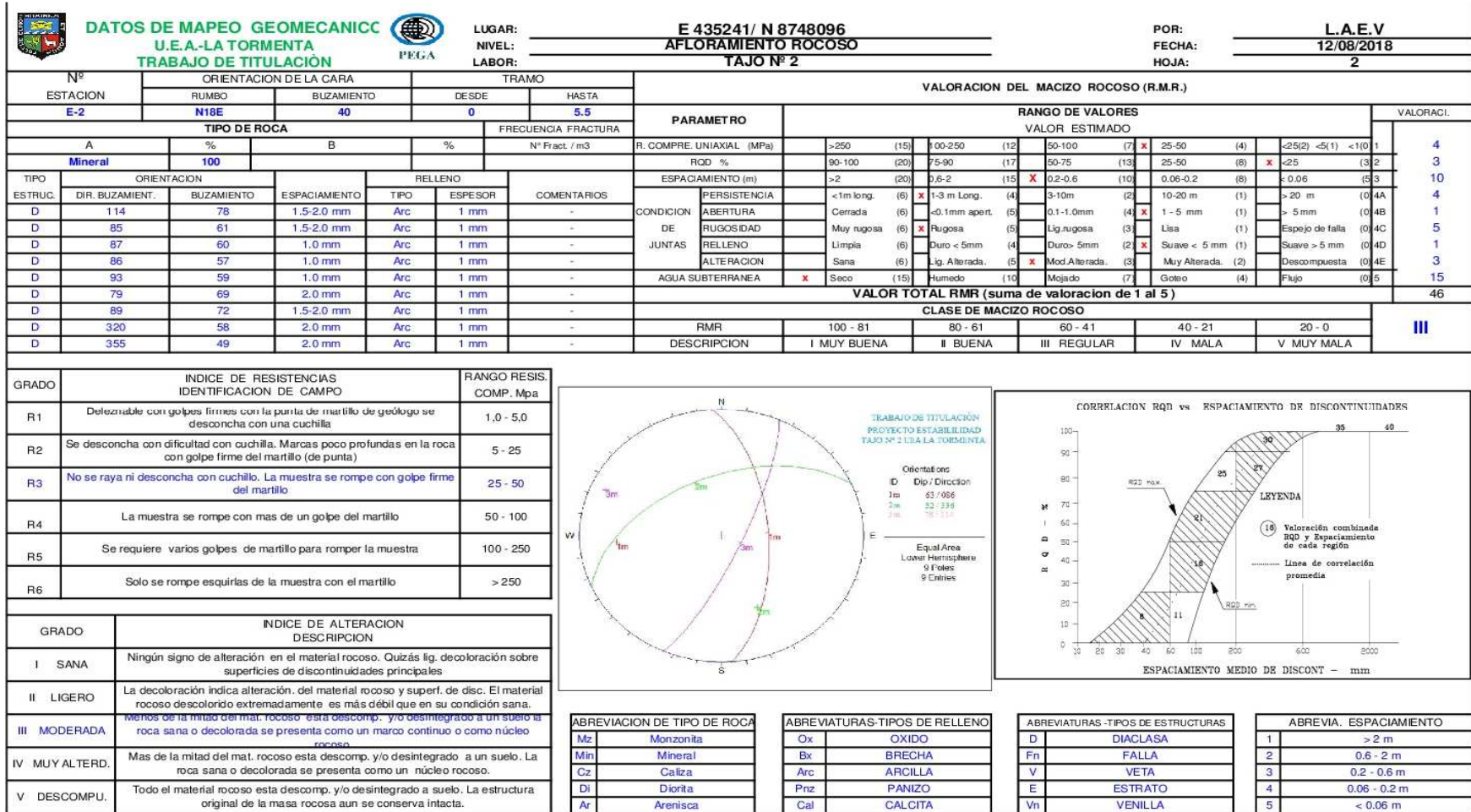
Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

Figura 40: Proyección estereográfica de los tajos 1 y 2



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

Figura 41: Mapeo geomecánico del tajo 1



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

Figura 42: Mapeo geomecánico del tajo 2

## 1.7.2. EXCAVACIÓN DE CALICATAS



Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 43: Perfil litológico de la calicata N°1**



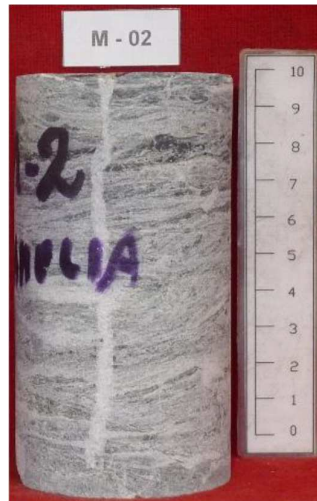
Fuente: INGECON MIPERU S.A.C

**Figura 44: Perfil litológico de la calicata N°2**

### 1.7.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

#### a. Ensayos de mecánica de rocas

##### a.1. Compresión uniaxial



Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

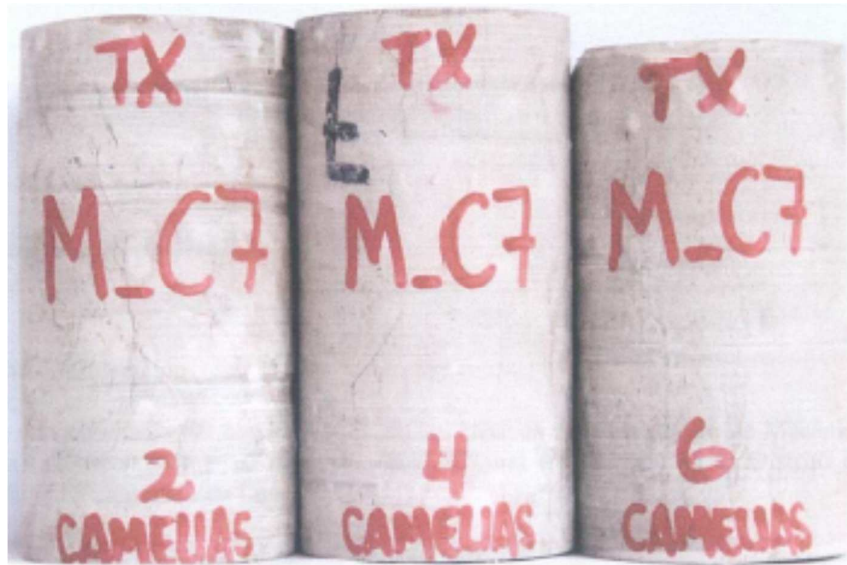
**Figura 45:** Muestra de compresión uniaxial antes del ensayo



Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

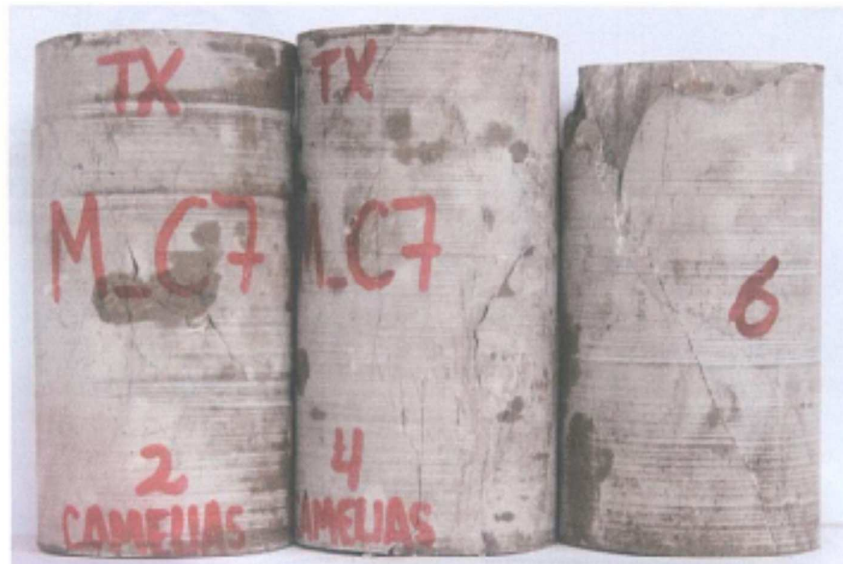
**Figura 46:** Muestra de compresión uniaxial después del ensayo

a.2. Ensayo de compresión triaxial



Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

**Figura 47:** Muestra de compresión triaxial antes del ensayo



Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

**Figura 48:** Muestra de compresión triaxial después del ensayo

**a.3. Ensayo de corte directo**



Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

**Figura 49: Muestra de corte directo antes del ensayo**

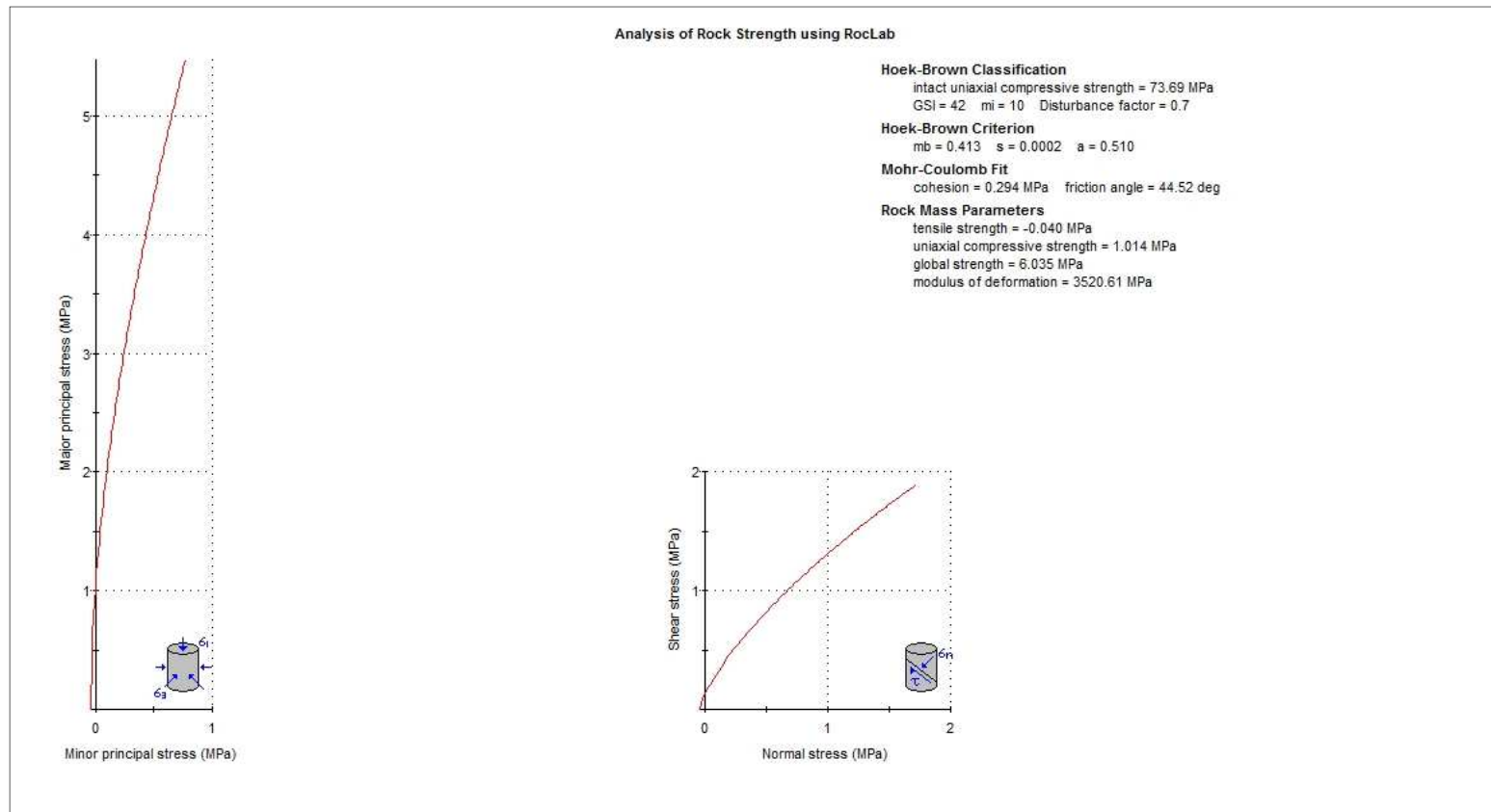


Fuente: Informe N° 005/LMP/PUCP-Laboratorio mecánica de rocas PUCP

**Figura 50: Muestra de corte directo después del ensayo**



### 1.7.4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO



Fuente: Elaboración propia

**Figura 51:** Parámetros de resistencia del macizo rocoso

## ANEXO 6

### 1.8. MODELAMIENTO CON SOFTWARE SLIDE 6.0

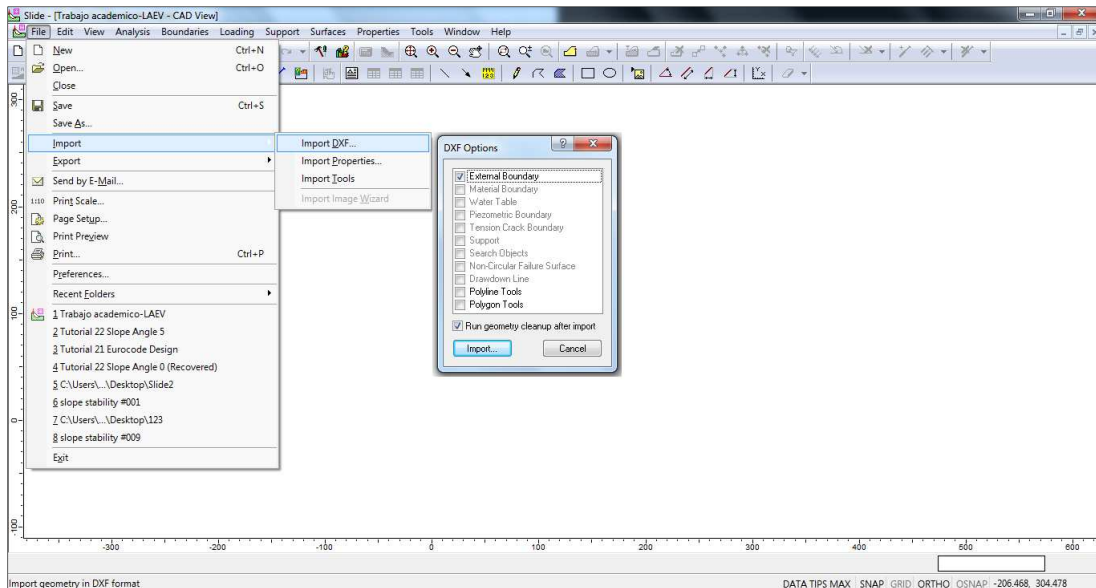
#### 1.8.1. MANUAL DE USO DEL SOFTWARE

##### a. Importación de la sección de análisis

Para la importación de las secciones de análisis desde un archivo DXF de AutoCAD, primero se debió guardar el archivo con las siguientes capas:

- . Contorno de la sección de análisis guardado en la capa creada previamente “External Boundary”.
- . Delimitación de los materiales guardado en la capa creada previamente “Material Boundary”

Luego de haber guardado el archivo DXF con las capas anteriormente mencionadas, se procede en primer lugar a la importación según se muestra en figura 52 de la capa “external boundary”, luego se repite el mismo procedimiento para importar la capa “material boundary”



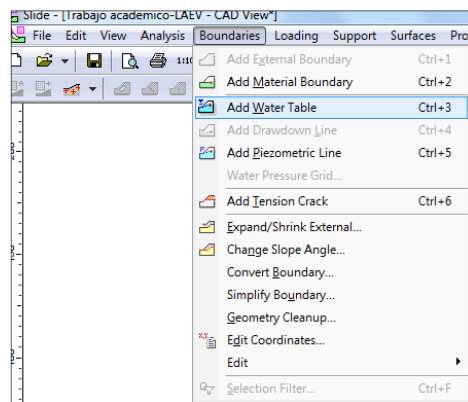
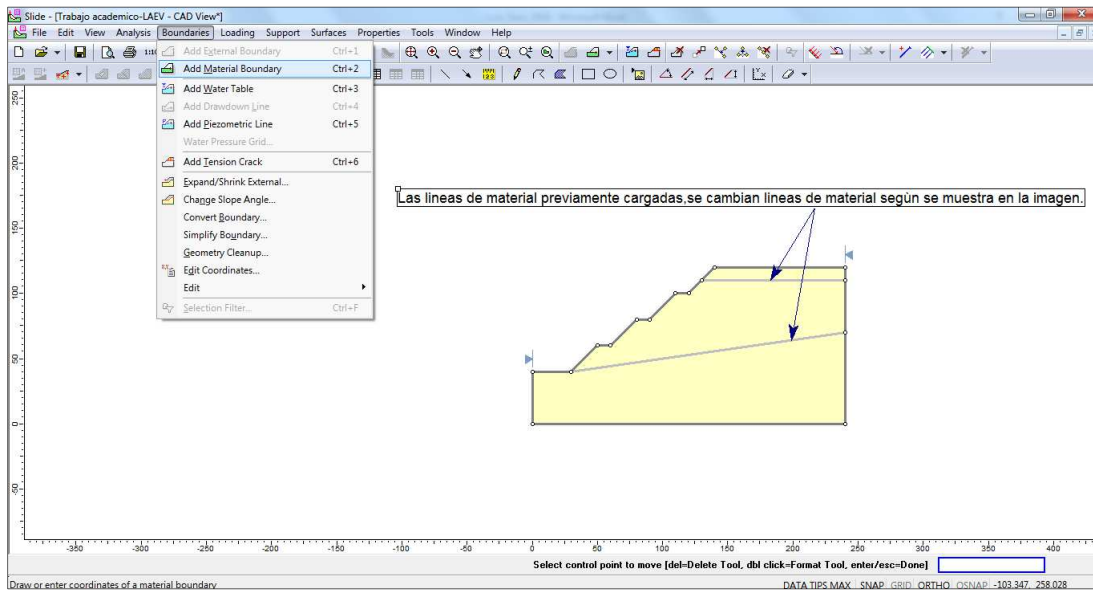
Fuente: Elaboración propia

**Figura 52:** Importación de la sección de análisis

## b. Modelo geológico

Los límites importados desde el AutoCAD, se convierten en los límites geológicos de los materiales siguientes el procedimiento indicado en la figura 53.

Si en el modelo geológico se determinara la presencia de agua subterránea, se deberá importar la línea piezométrica desde el AutoCAD y en un procedimiento similar al seguido para determinar los límites geológicos, se deberá elegir el comando “Add water table” para transformar la línea importada en una línea que represente el nivel del agua subterránea en el modelo.

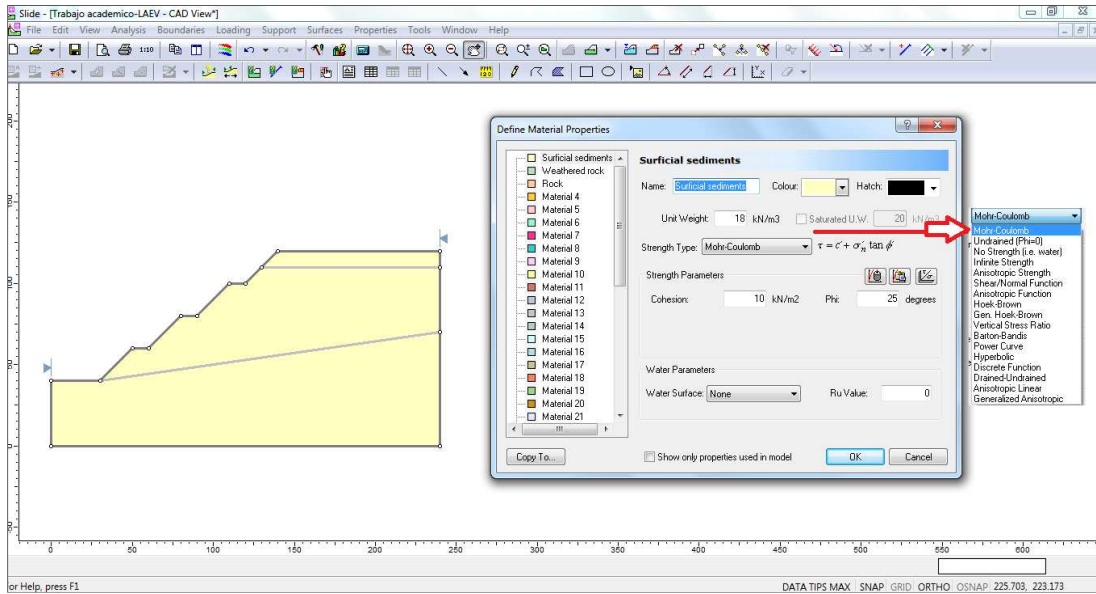
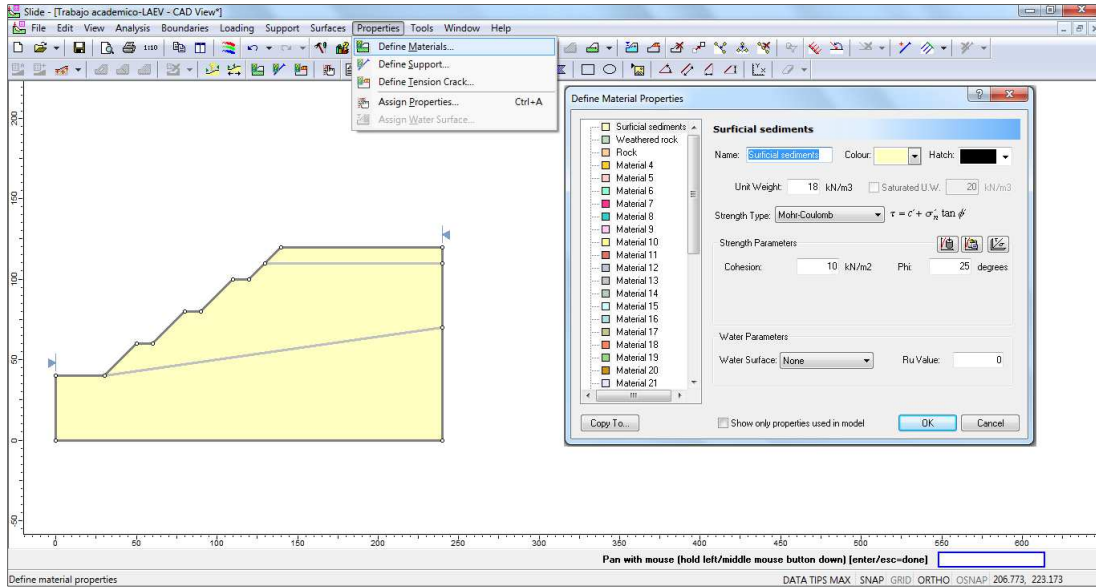


Fuente: Elaboración propia

**Figura 53: Límites de los materiales y nivel del agua subterránea en el modelo geológico**

### c. Creación de materiales y sus propiedades

Para que el modelo geológico-geotécnico este completo, se deberá definir los materiales por los cuales está conformado la sección geológica. Para definir los materiales con sus propiedades físicas y el criterio de falla, se sigue el procedimiento indicado en la figura 54.

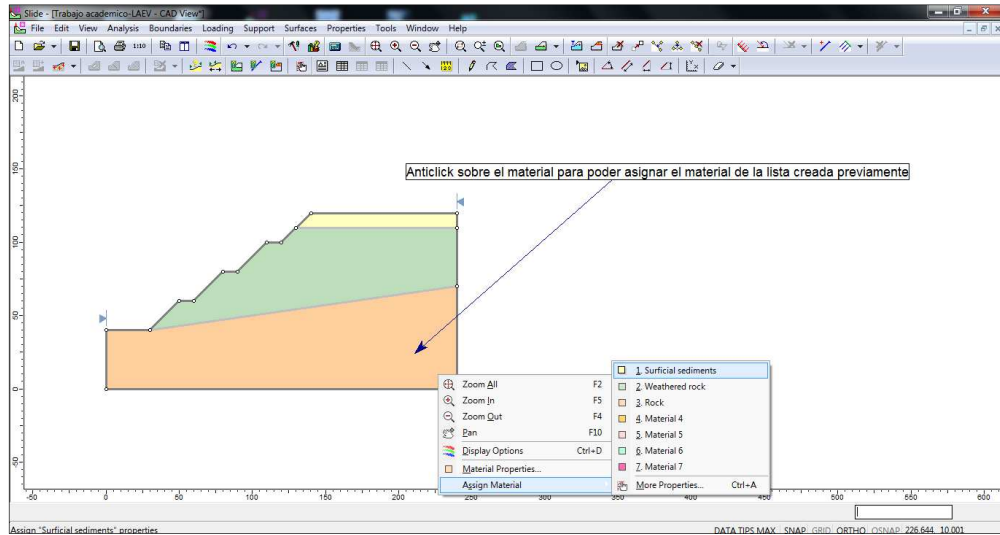


Fuente: Elaboración propia

Figura 54: Creación de materiales del modelo

**d. Asignación de materiales**

Para la asignación de los materiales desde la lista creada previamente, se sigue el procedimiento indicado en la figura 55.

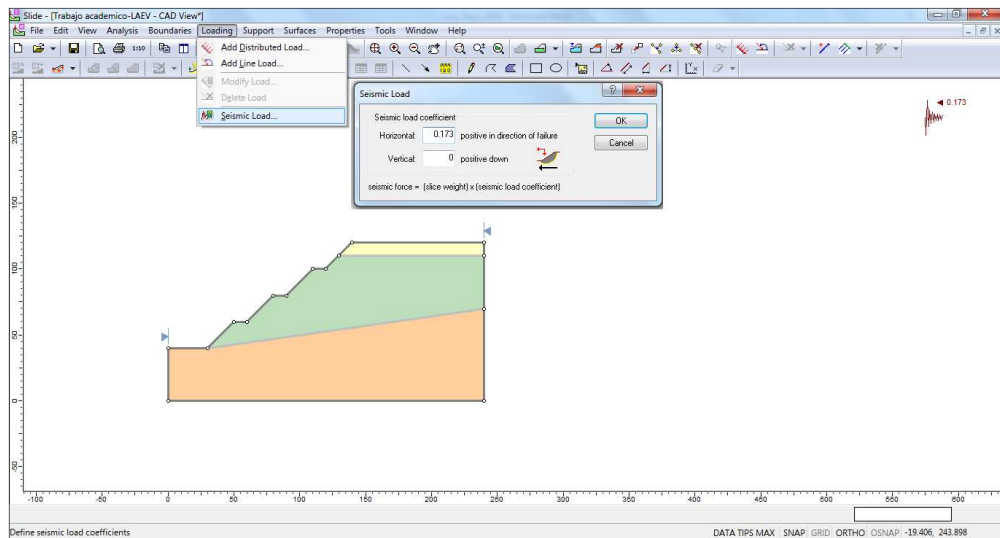


Fuente: Elaboración propia

**Figura 55: Asignación de materiales**

**e. Asignación de carga sísmica**

La asignación de las cargas sísmicas, se hace a través de la introducción de un coeficiente sísmico como se indica en la figura 56.

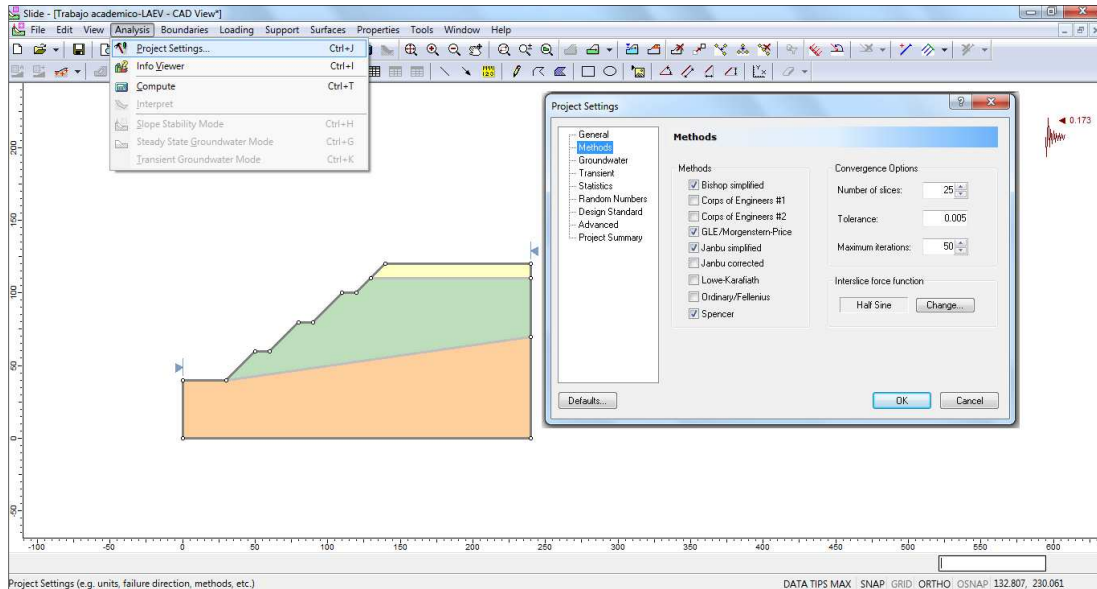
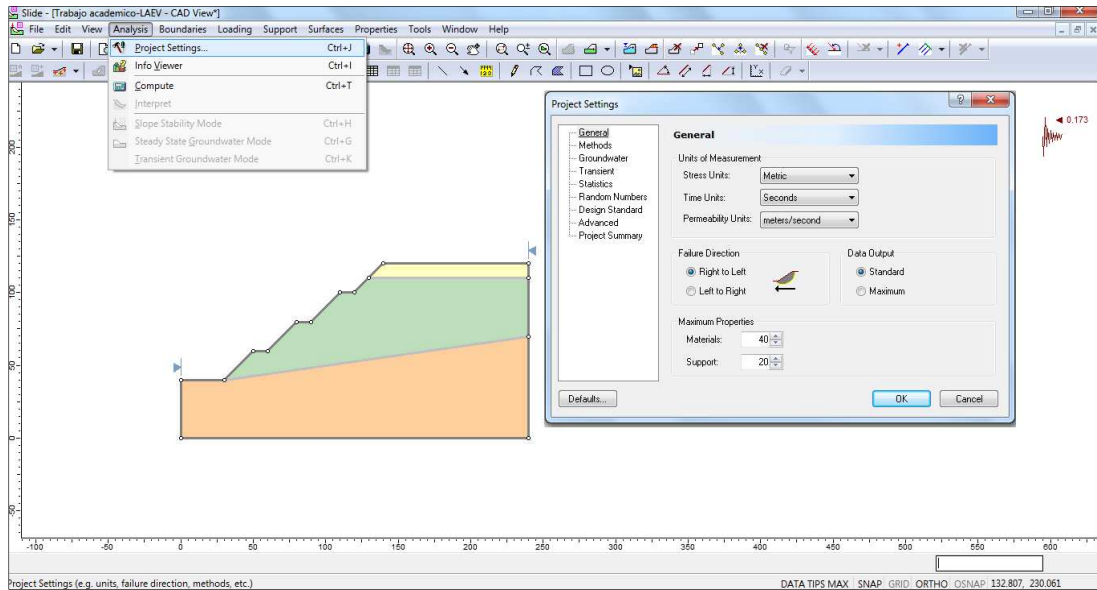


Fuente: Elaboración propia

**Figura 56: Asignación de carga sísmica**

## f. Configuración de propiedades y métodos de análisis del proyecto

La configuración de las unidades de medida, dirección de la falla, métodos de análisis y otras propiedades más avanzadas que no se consideran en el presente trabajo académico se pueden configurar como se indica en la figura 57.

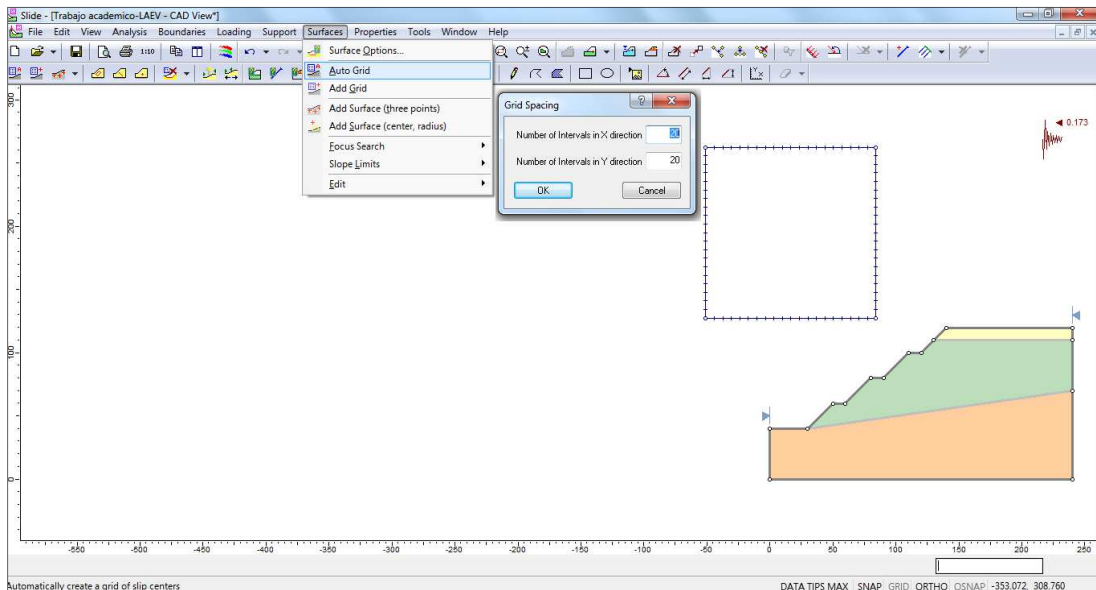
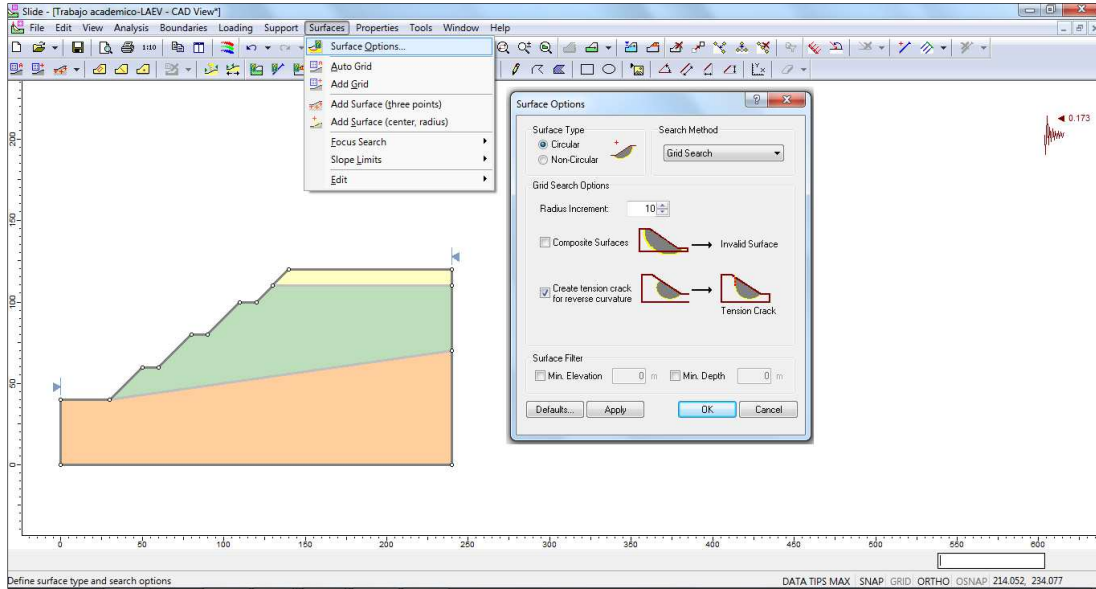


Fuente: Elaboración propia

Figura 57: Configuración de métodos de análisis y otros datos del proyecto

### g. Definición de las propiedades de las superficies de deslizamiento

La determinación del tipo de superficie de deslizamiento, el método de búsqueda e incrementos de los radios de las superficies así como la configuración de superficies que se consideren inválidas para el análisis por salirse de los límites del modelo, se realiza según se indica en la figura 58.

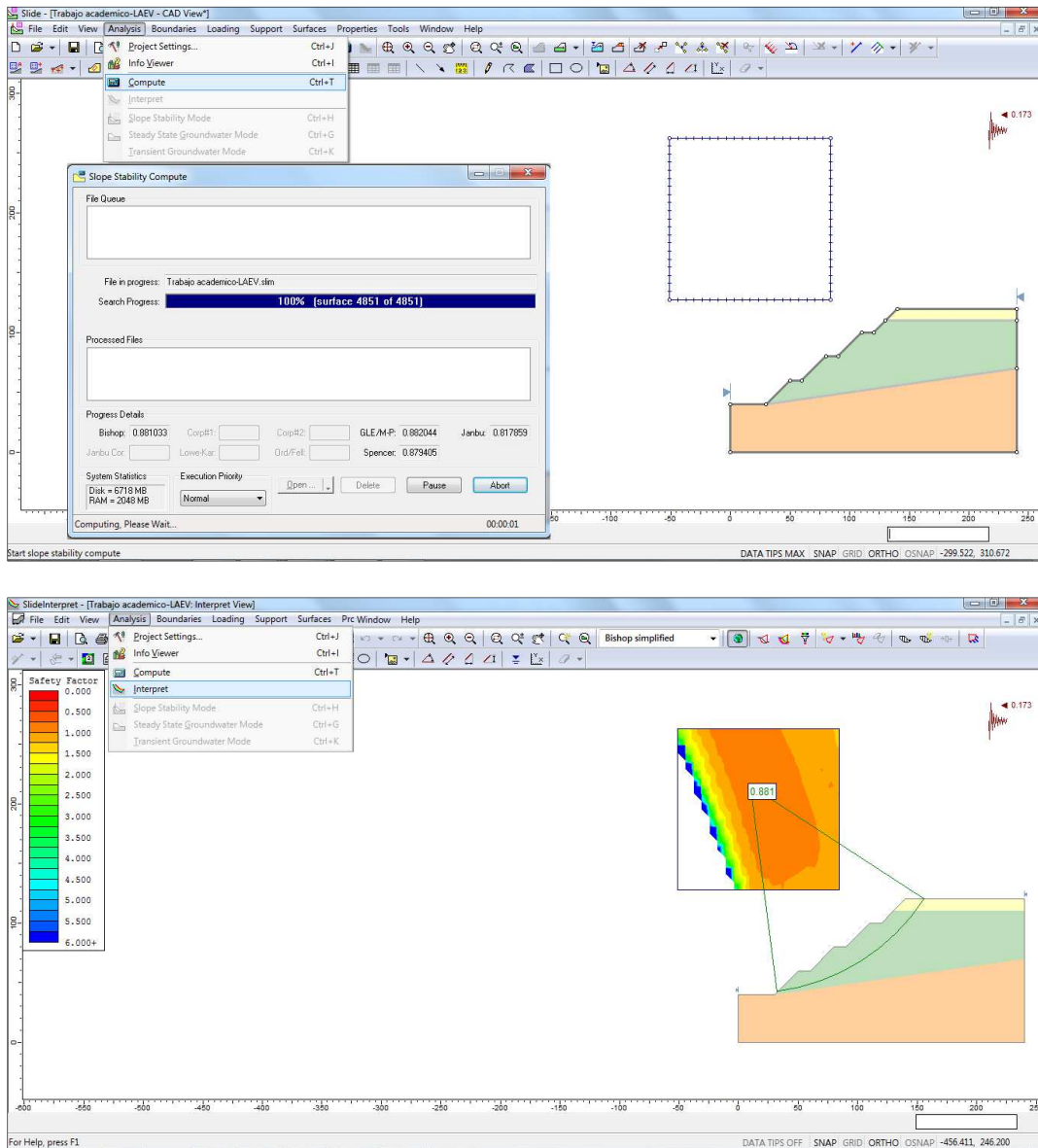


Fuente: Elaboración propia

Figura 58: Determinación de las superficies análisis

## h. Análisis y visualización del modelo

El análisis y la visualización de modelo, sigue el procedimiento indicado en la figura 59. Si para la geometría inicial el modelo otorga un FS que no satisface los criterios adoptados, se deberá volver a variar las condiciones geométricas del modelo. Estas variaciones se harán hasta obtener las suficientes relaciones entre el ángulo de banco y el FS obtenido y luego con ayuda de una hoja de cálculo se pueda encontrar la ecuación de correlación que nos ayude a determinar un factor de seguridad en función del ángulo del banco.



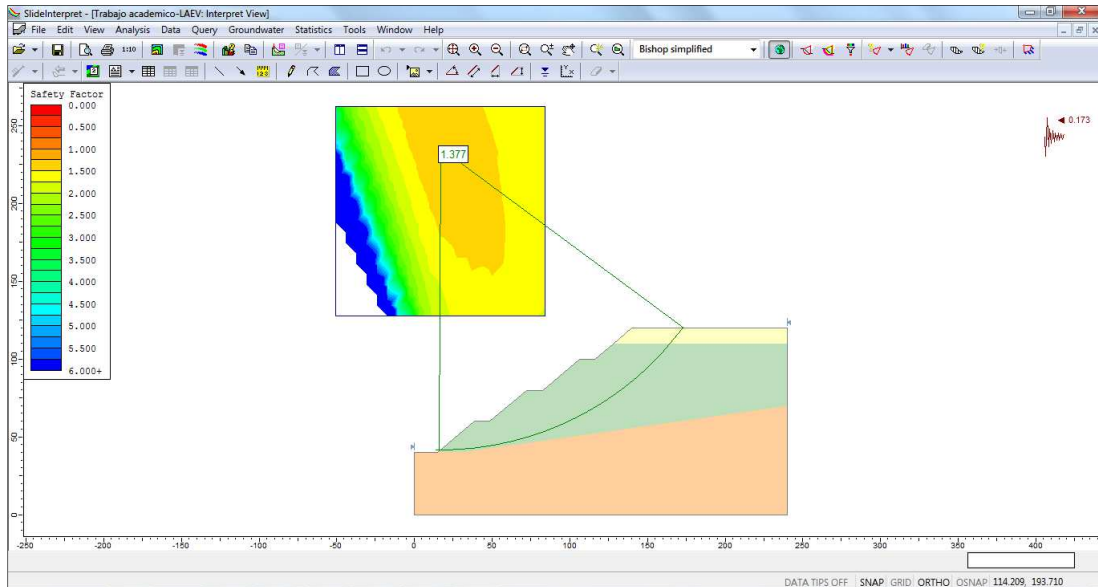
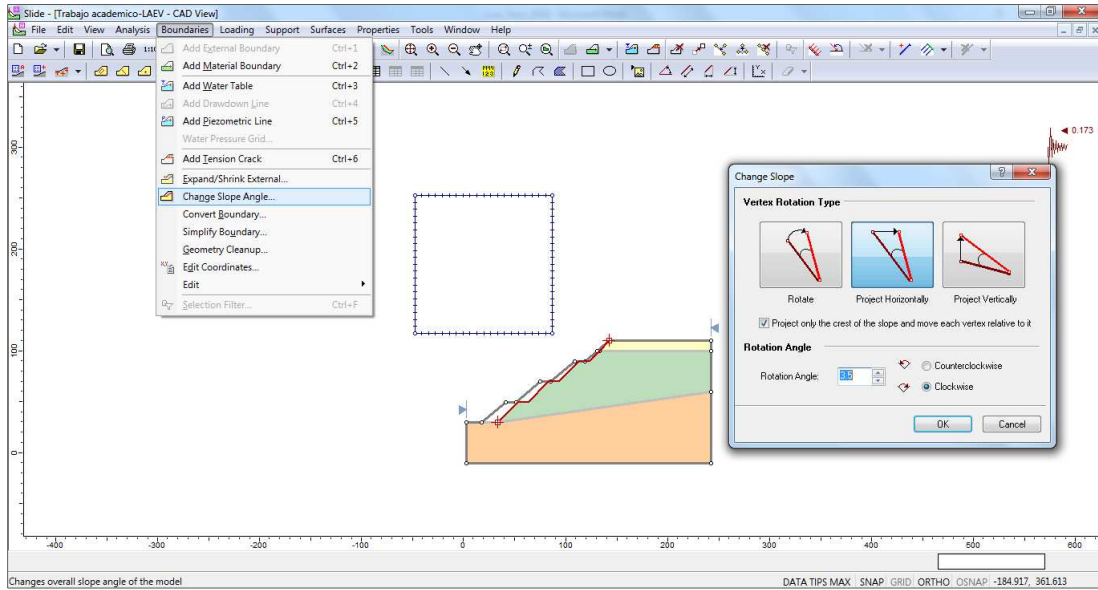
Fuente: Elaboración propia

Figura 59: Análisis del modelo



**i. Corrección del ángulo del talud de banco**

Las correcciones del ángulo del talud de banco, se realizan según como se indica en la figura 60, hasta encontrar el factor de seguridad adecuado, o caso contrario construir una ecuación de correlación con la cual se pueda encontrar el factor de seguridad final.

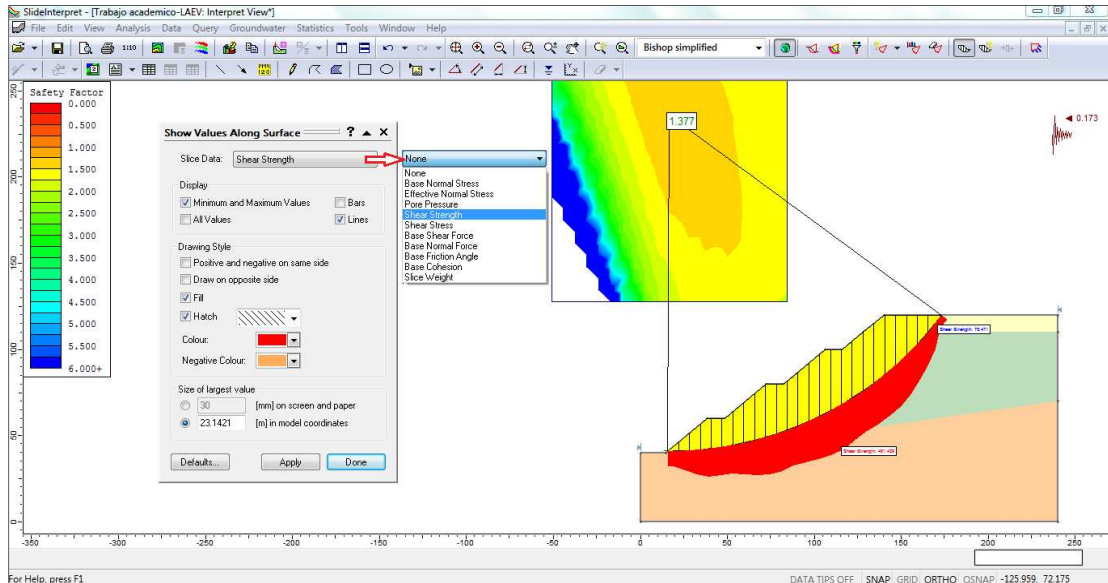
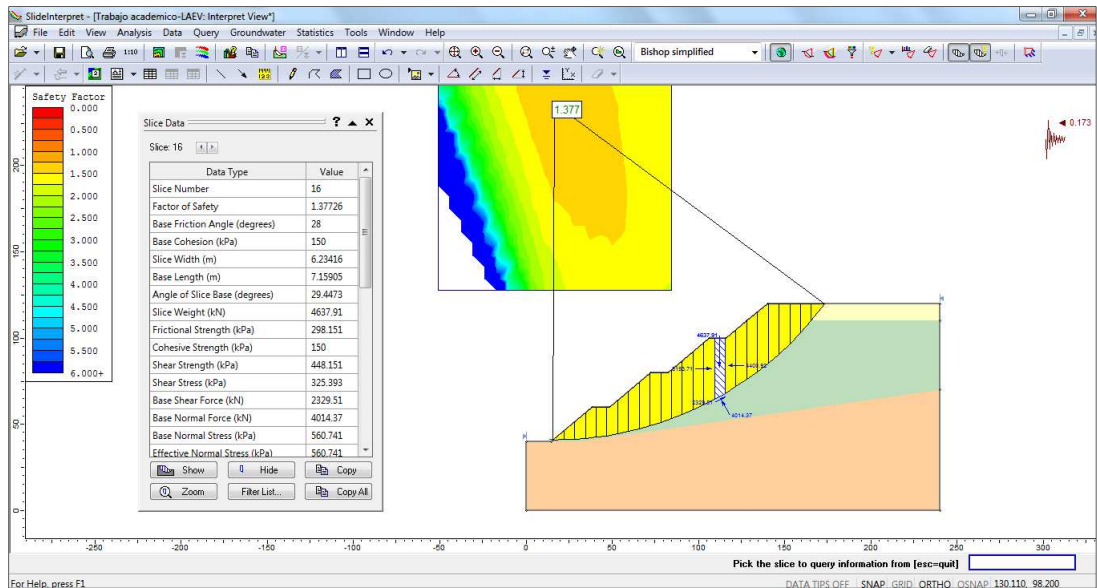


Fuente: Elaboración propia

**Figura 60: Corrección del ángulo de talud de banco**

## j. Análisis y consulta de los resultados por parámetro

En análisis de los resultados se puede realizar según se indica en la figura 61, estos análisis abarcan desde la consulta de resultados por delvas u caso contrario el trazado de graficas sobre la superficie de falla del parámetro seleccionado

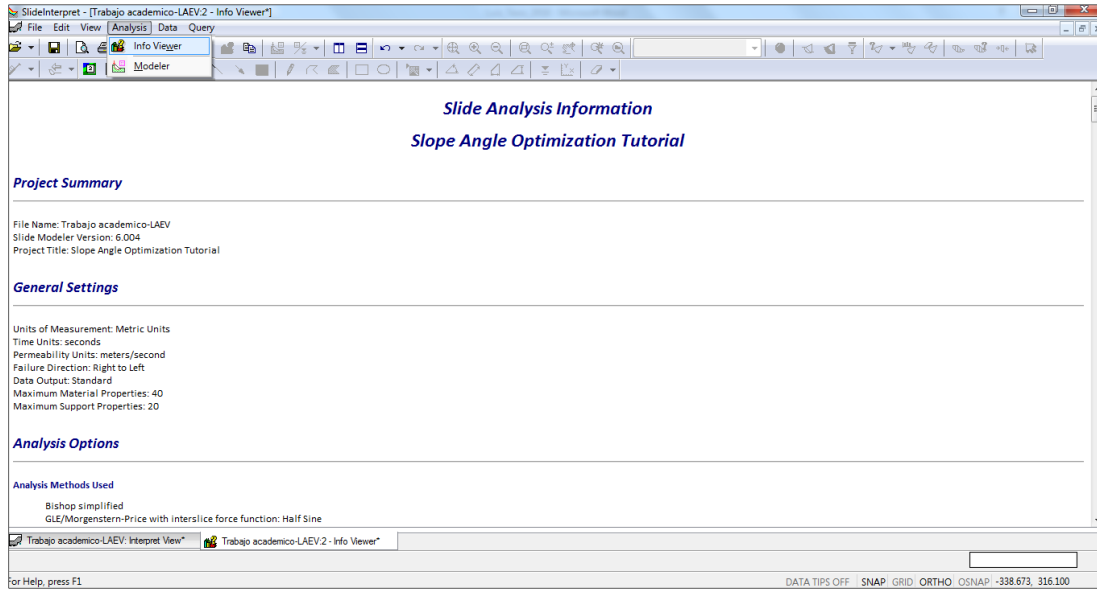


Fuente: Elaboración propia

Figura 61: Análisis y consulta de los resultados por parámetro

### k. Generación y revisión del informe de cálculo

La revisión de los cálculos realizados por el *software* se realiza de acuerdo al procedimiento indicado en la figura 62.



The screenshot shows the SlideInterpret software interface displaying a table of results for a 'Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.37726'. The table contains 24 rows of data, each representing a different slice. The columns are:

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	6.23416	353.424	Weathered rock	150	28	130.222	179.349	55.1975	0	55.1975
2	6.23416	1046.57	Weathered rock	150	28	170.858	235.316	160.455	0	160.455
3	6.23416	1712.26	Weathered rock	150	28	208.857	287.65	258.883	0	258.883
4	6.23416	2303.33	Weathered rock	150	28	241.494	332.6	343.422	0	343.422
5	6.23416	2342.63	Weathered rock	150	28	240.914	331.801	341.918	0	341.918
6	6.23416	2413.9	Weathered rock	150	28	242.163	333.522	345.154	0	345.154
7	6.23416	2946.3	Weathered rock	150	28	269.773	371.548	416.672	0	416.672
8	6.23416	3470.49	Weathered rock	150	28	296.189	407.929	485.094	0	485.094
9	6.23416	3964.85	Weathered rock	150	28	320.208	441.009	547.31	0	547.31
10	6.23416	4118.18	Weathered rock	150	28	324.686	447.177	558.909	0	558.909
11	6.23416	3873.65	Weathered rock	150	28	307.222	423.125	513.673	0	513.673
12	6.23416	4110.75	Weathered rock	150	28	315.993	435.204	536.392	0	536.392
13	6.23416	4476.44	Weathered rock	150	28	331.197	456.145	575.775	0	575.775
14	6.23416	4806.75	Weathered rock	150	28	343.939	473.693	608.778	0	608.778
15	6.23416	5010.65	Weathered rock	150	28	349.556	481.429	623.328	0	623.328
16	6.23416	4637.91	Weathered rock	150	28	325.393	448.151	560.741	0	560.741
17	6.23416	4420.95	Weathered rock	150	28	309.455	426.2	519.456	0	519.456
18	6.23416	4585.22	Weathered rock	150	28	312.459	430.337	527.238	0	527.238
19	6.23416	4642.92	Weathered rock	150	28	309.798	426.673	520.347	0	520.347
20	6.23416	4579.93	Weathered rock	150	28	301.023	414.587	497.615	0	497.615
21	6.23416	4129.85	Weathered rock	150	28	274.012	377.386	427.65	0	427.65
22	6.23416	3361.98	Weathered rock	150	28	233.041	320.958	321.526	0	321.526
23	6.23416	2523.28	Weathered rock	150	28	190.139	261.871	210.399	0	210.399
24	6.23416	1603.64	Weathered rock	150	28	145.239	200.032	94.0958	0	94.0958

Trabajo academico-LAEV: Interpret View\* Trabajo academico-LAEV.2 - Info Viewer\*

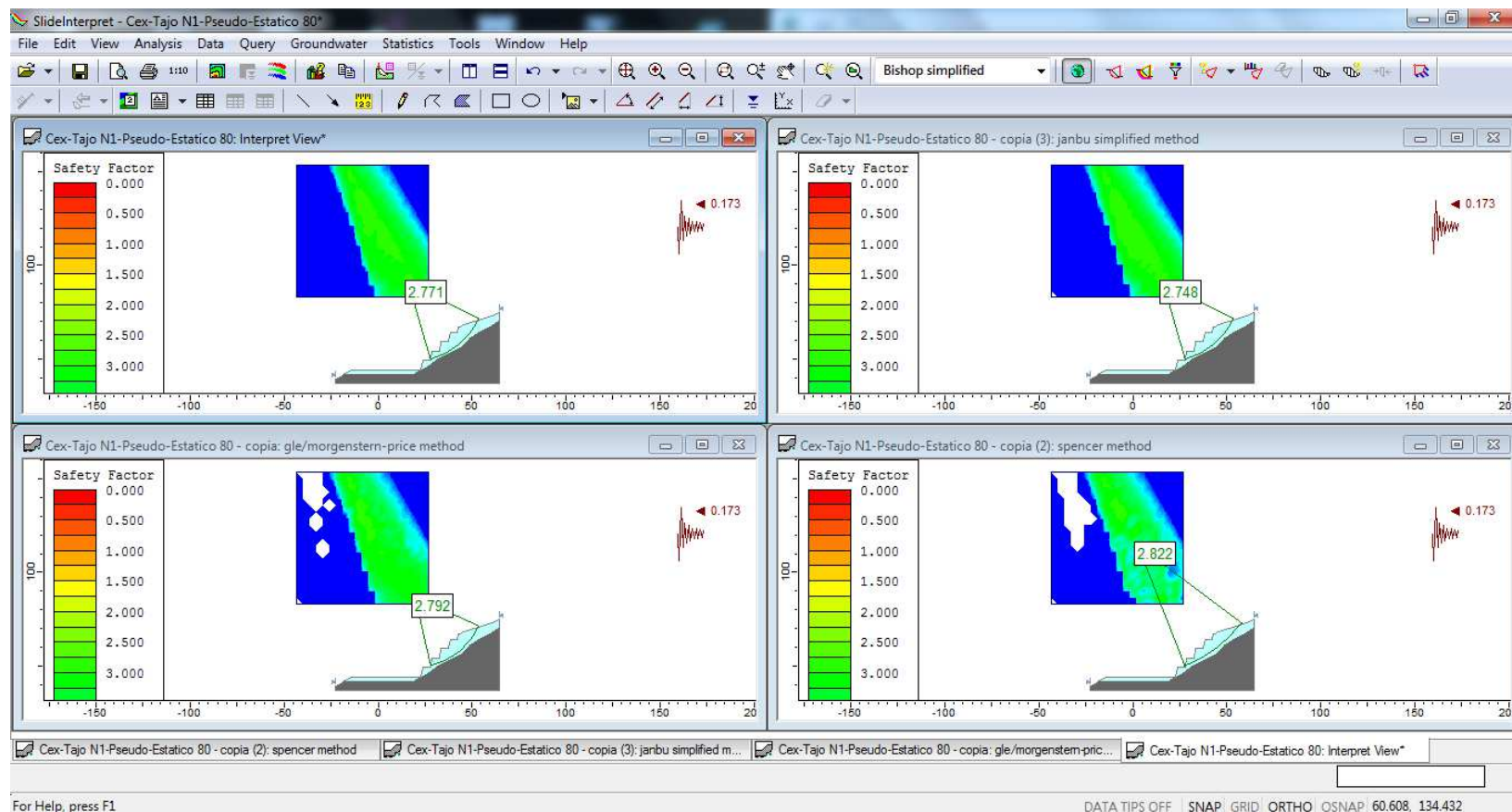
For Help, press F1

DATA TIPS OFF SNAP GRID ORTHO OSNAP -112.716 319.641

Fuente: Elaboración propia

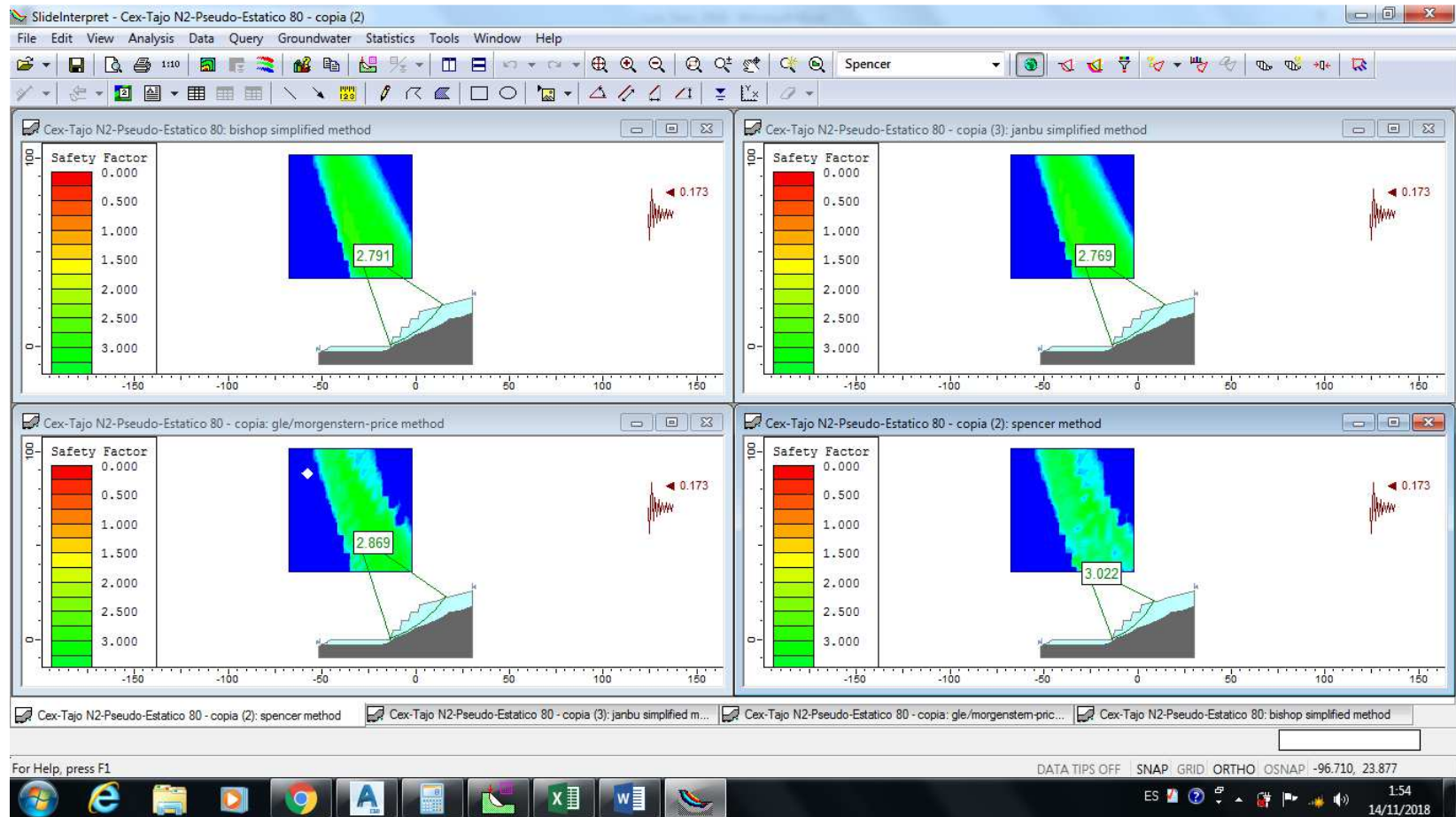
Figura 62: Revisión del informe de cálculo del *software*

## 1.8.2. RESULTADOS DE ANÁLISIS DE CORRELACIÓN



Fuente: Elaboración propia

**Figura 63: Resultados del análisis de correlación del tajo N°1**

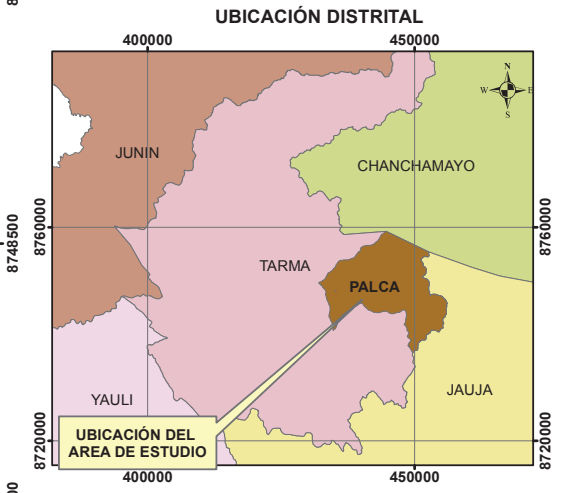
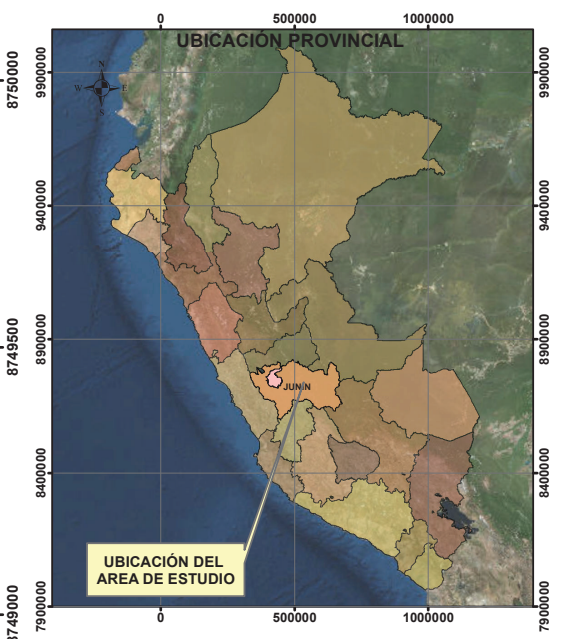
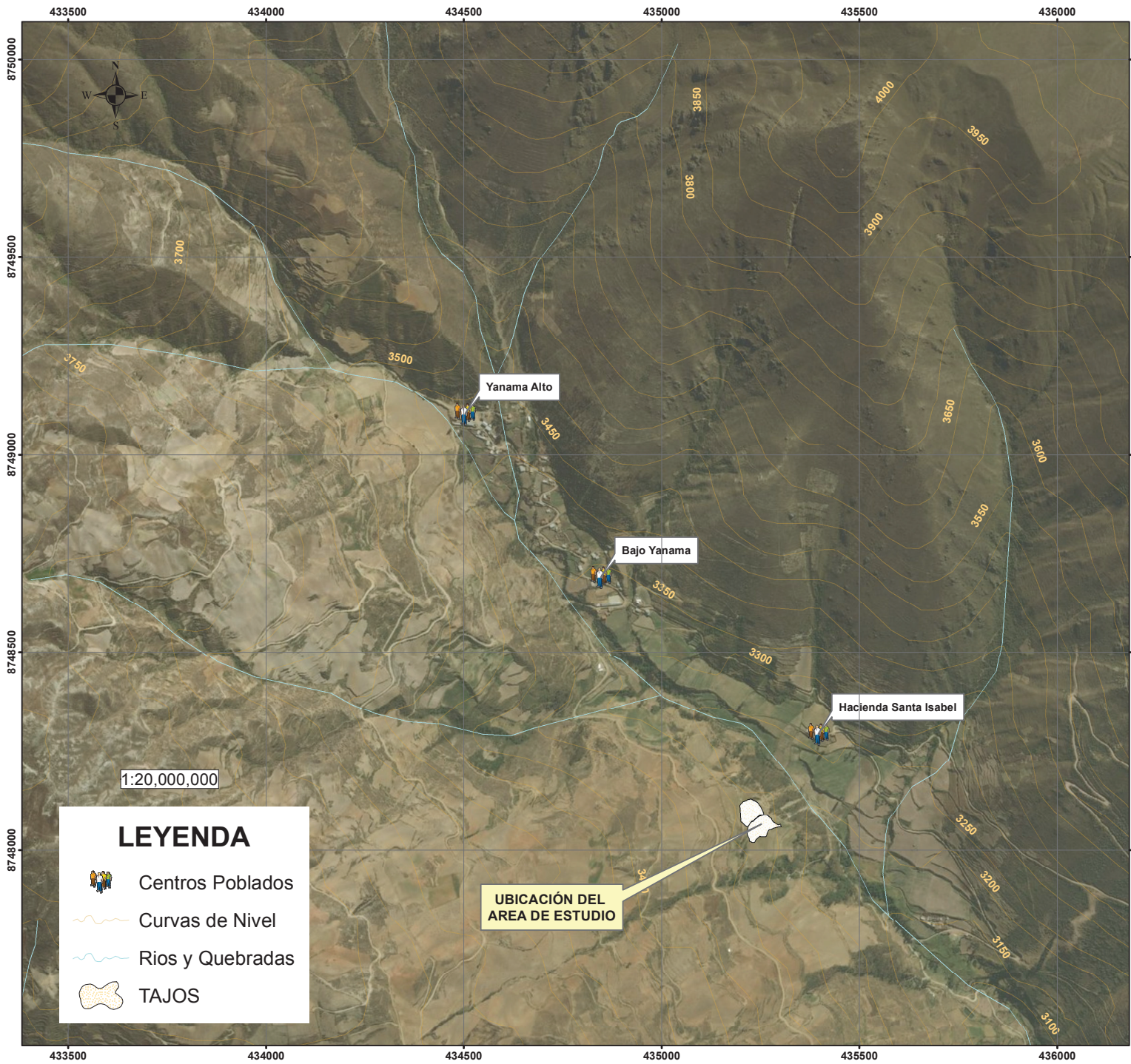


Fuente: Elaboración propia

Figura 64: Resultados del análisis de correlación del tajo N°2

## ANEXO 7

1. Plano 01: Ubicación de la zona de estudio.
2. Plano 02: Vías de acceso al proyecto.
3. Plano 03: Levantamiento topográfico del proyecto.
4. Plano 04: Secciones transversales de análisis
5. Plano 05: Parámetros morfométricos de la cuenca.
6. Plano06: Ubicación de las estaciones meteorológicas.
7. Plano 07: Canal de coronación
8. Plano 08: Geomorfología del área de estudio
9. Plano 09: Geología regional del proyecto.
10. Plano 10: Mapa de Isoaceleraciones de Junín.
11. Plano 11: Ubicación de los puntos de investigación.
12. Plano 12: Secciones de análisis
13. Plano 13: Modelo geológico
14. Plano 14: Modelamiento condiciones iniciales
15. Plano 15: Modelamiento tajo 1
16. Plano 16: Modelamiento Tajo 2
17. Plano 17: Diseño final del tajo



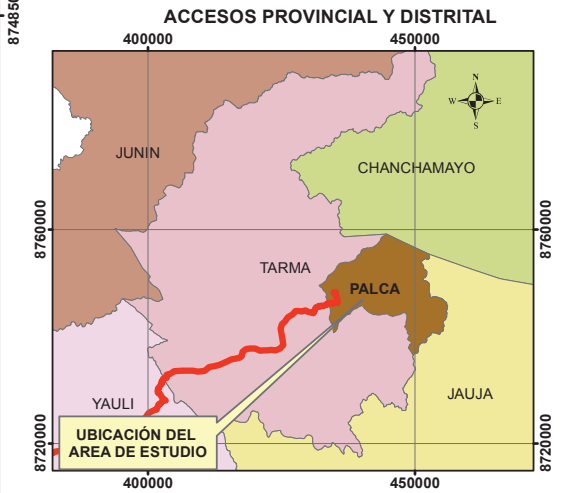
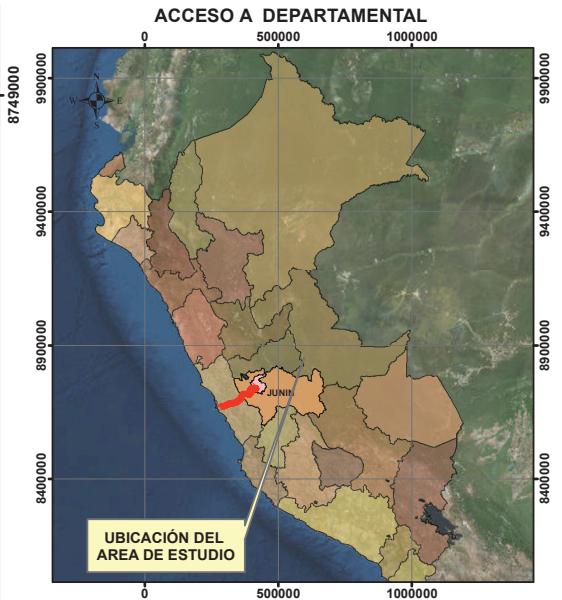
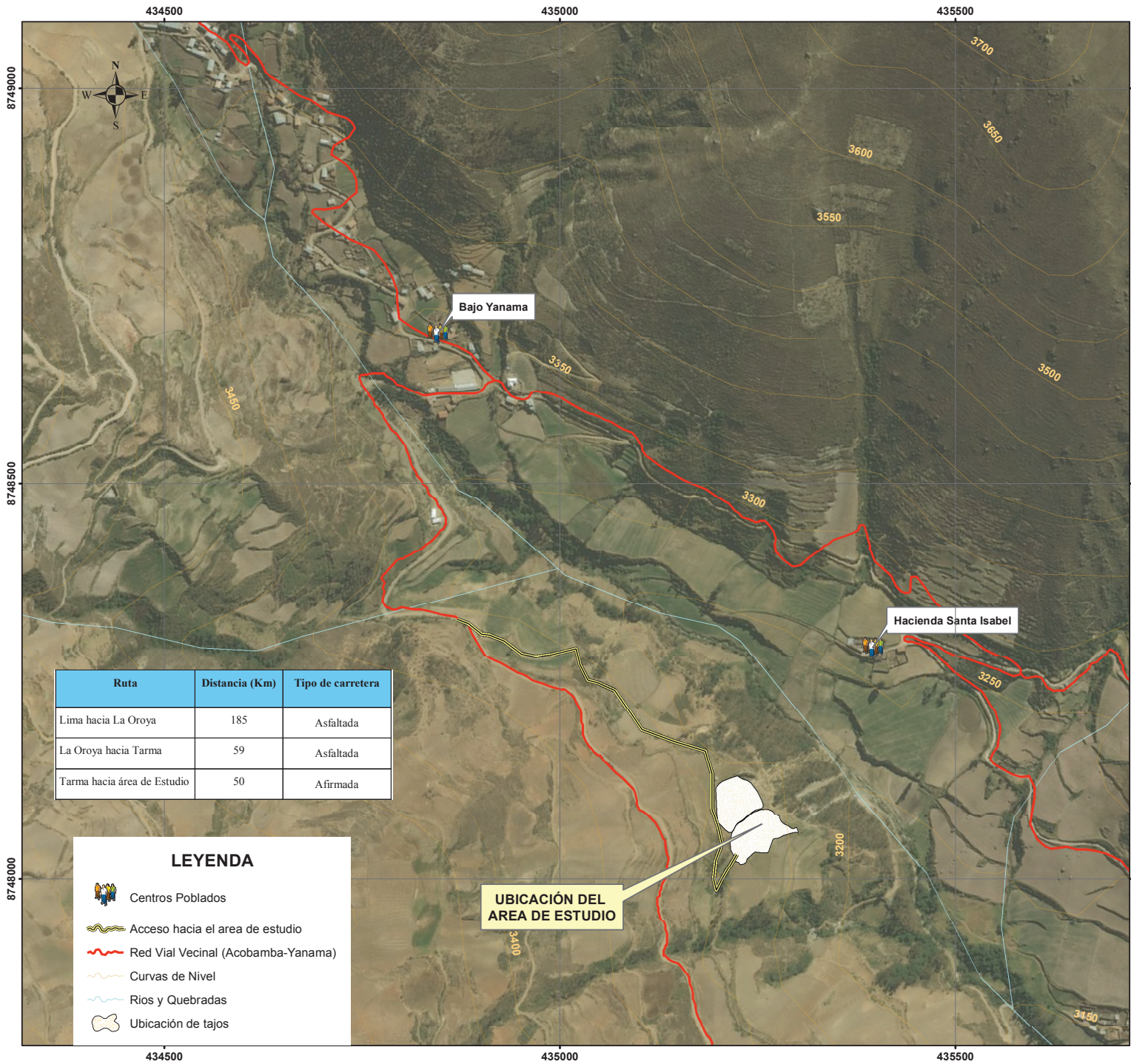
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
 "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	1:10 000
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-01**



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

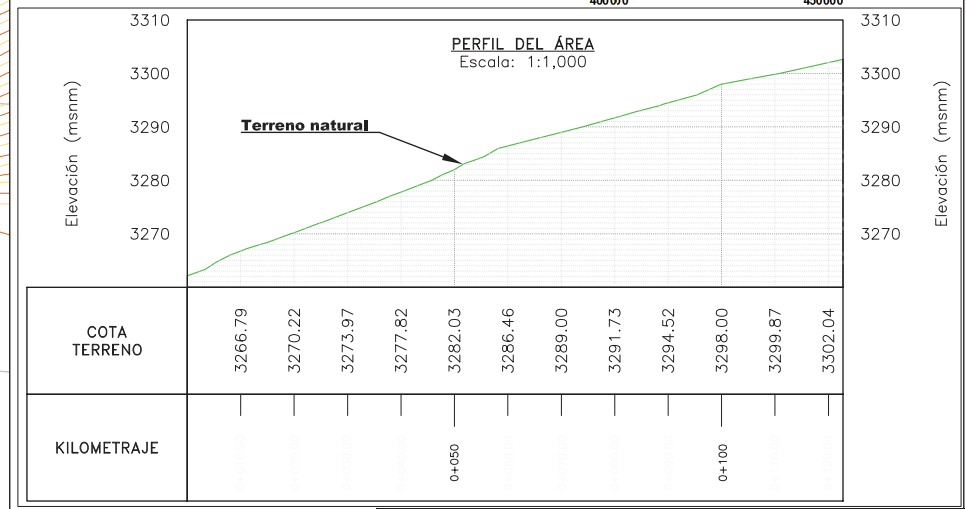
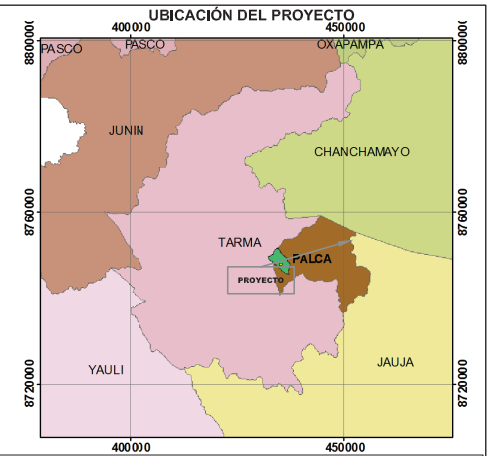
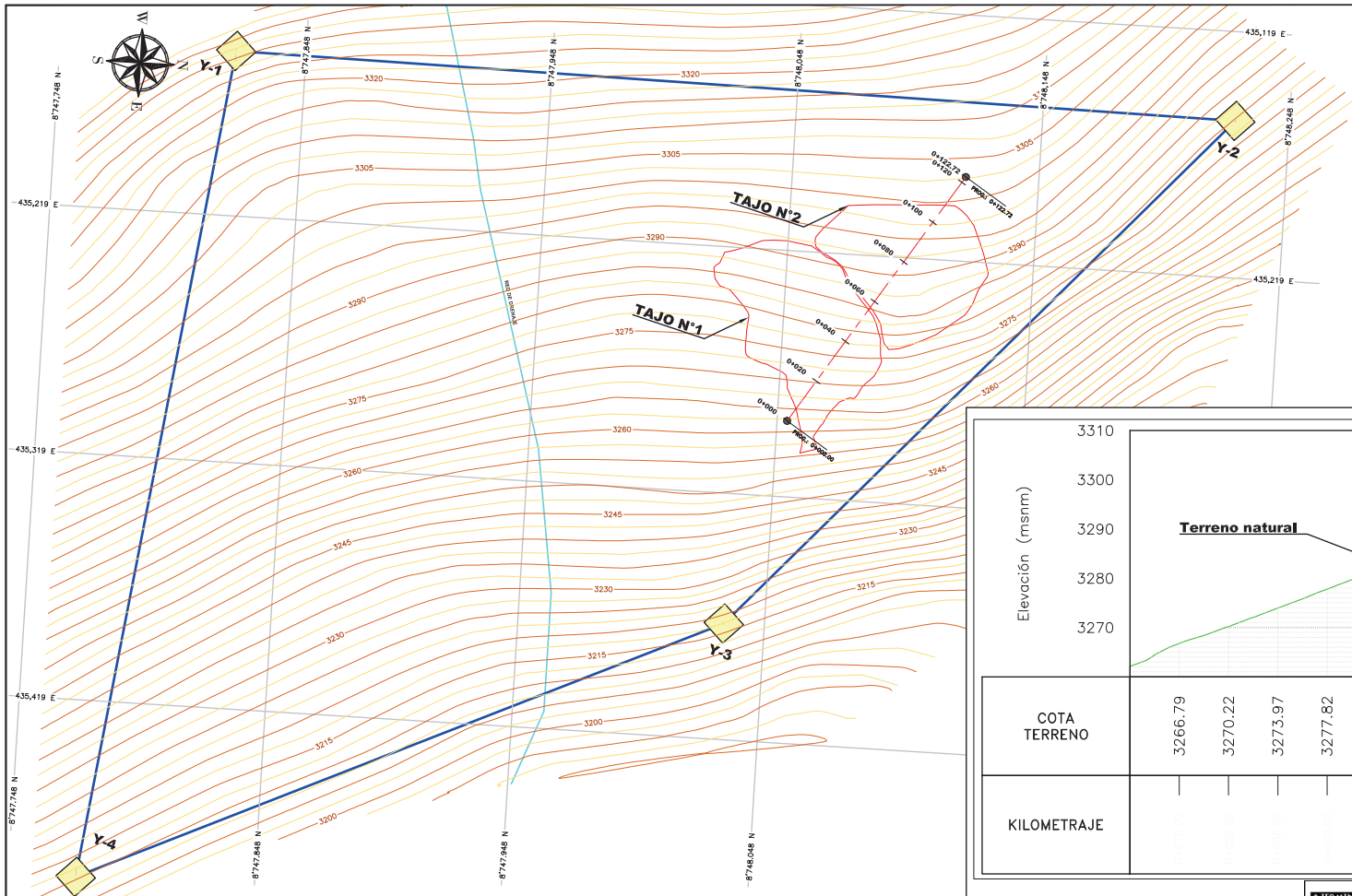
**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
 "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"

**VIAS DE ACCESO AL ESTUDIO**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	1:5 000
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-02**





Vértices	Longitud (m)	Ángulo (°)	Este (m)	Norte (m)	Cota (m)
Y-1	295.83	58° 59' 23"	435152.204	8 747819.967	3279.727
Y-2	406.45	108° 44' 45"	435155.419	8 748226.420	3331.887
Y-3	341.45	63° 56' 50"	435372.000	8 748031.880	3210.861
Y-4	275.53	128° 18' 02"	435490.974	8 747775.724	3220.125

LEYENDA			
	Curva de nivel mayor		Polygonal cerrada
	Curva de nivel menor		Area corte
	Red de drenaje		Área de relleno
	Terreno Natural		Límite de tajos



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**  
CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACION  
EN GESTION DE LA CALIDAD Y AUDITORIA AMBIENTAL

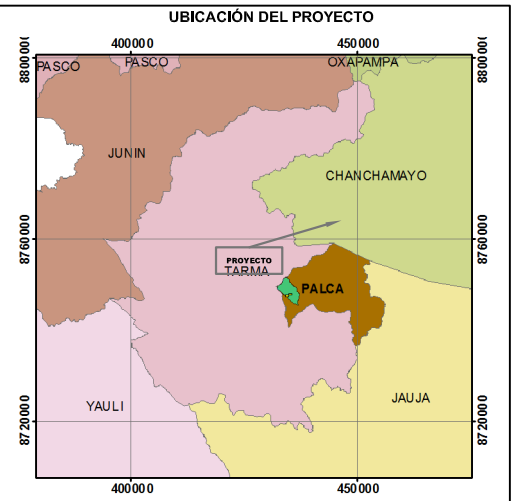
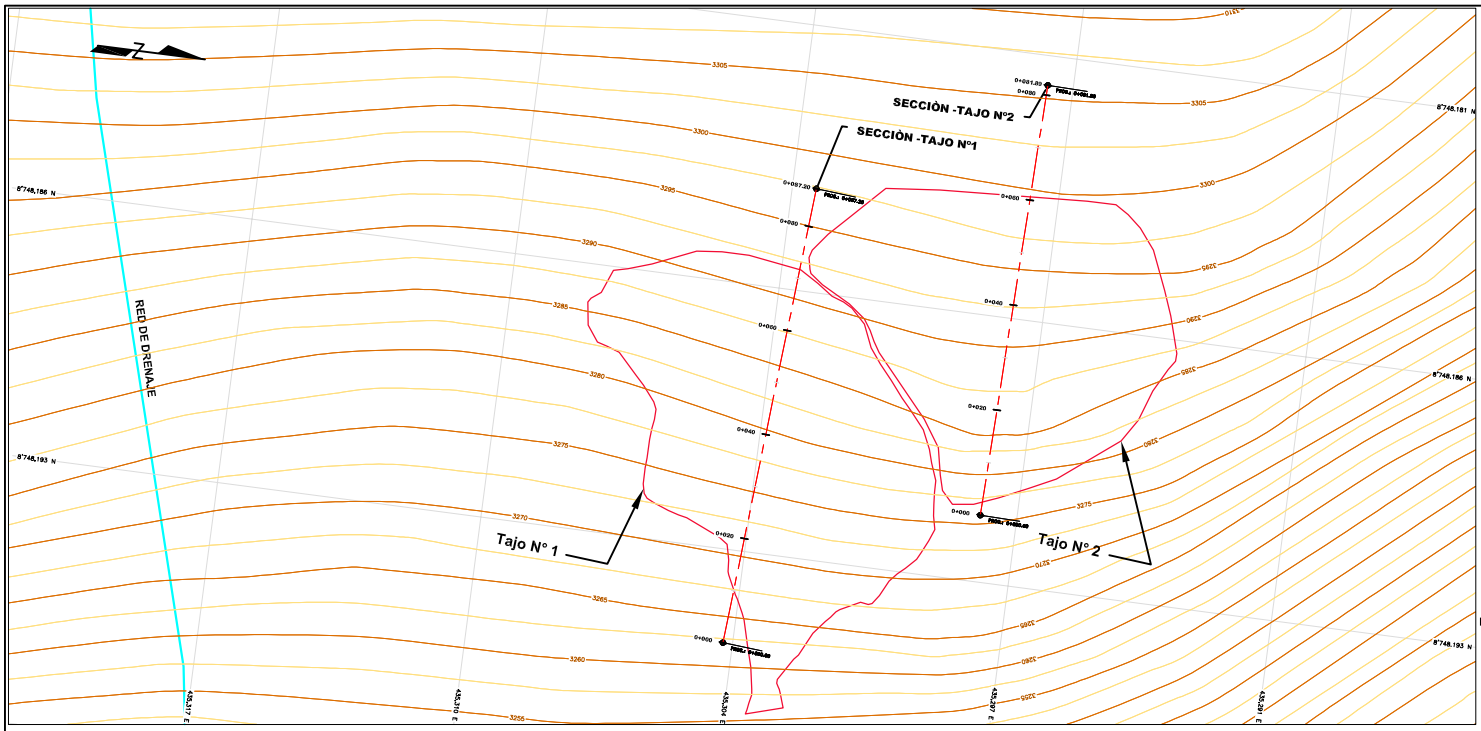


**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACION Y CIERRE DE DOS  
TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"**

**LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO**

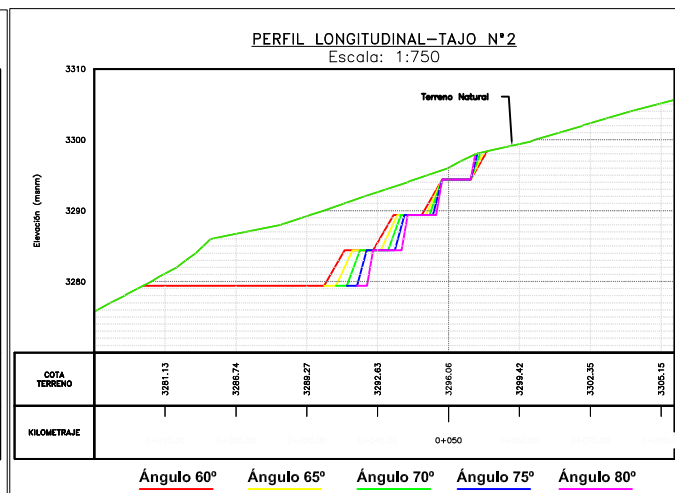
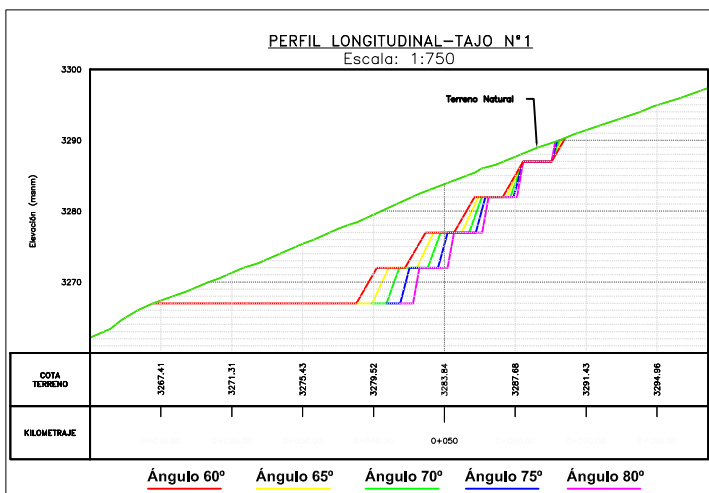
<b>ASESOR</b>	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
<b>AUTOR</b>	LUIS ARMANDO ECHEVERRIA VILLAVICENCIO
<b>UBICACIÓN</b>	PALCA-TARMA-JUNIN
<b>ESCALA</b>	INDICADA
<b>FECHA</b>	NOVIEMBRE-2018

**P-03**



LEYENDA	
	Curva de nivel mayor
	Curva de nivel menor
	Red de drenaje
	Terreno Natural
	Eje de canal
	Macleto rocoso
	Área de corte
	Límite de tajos

ESCALA PLANTA: 1/1000  
 ESCALA SECCIONES: 1/750



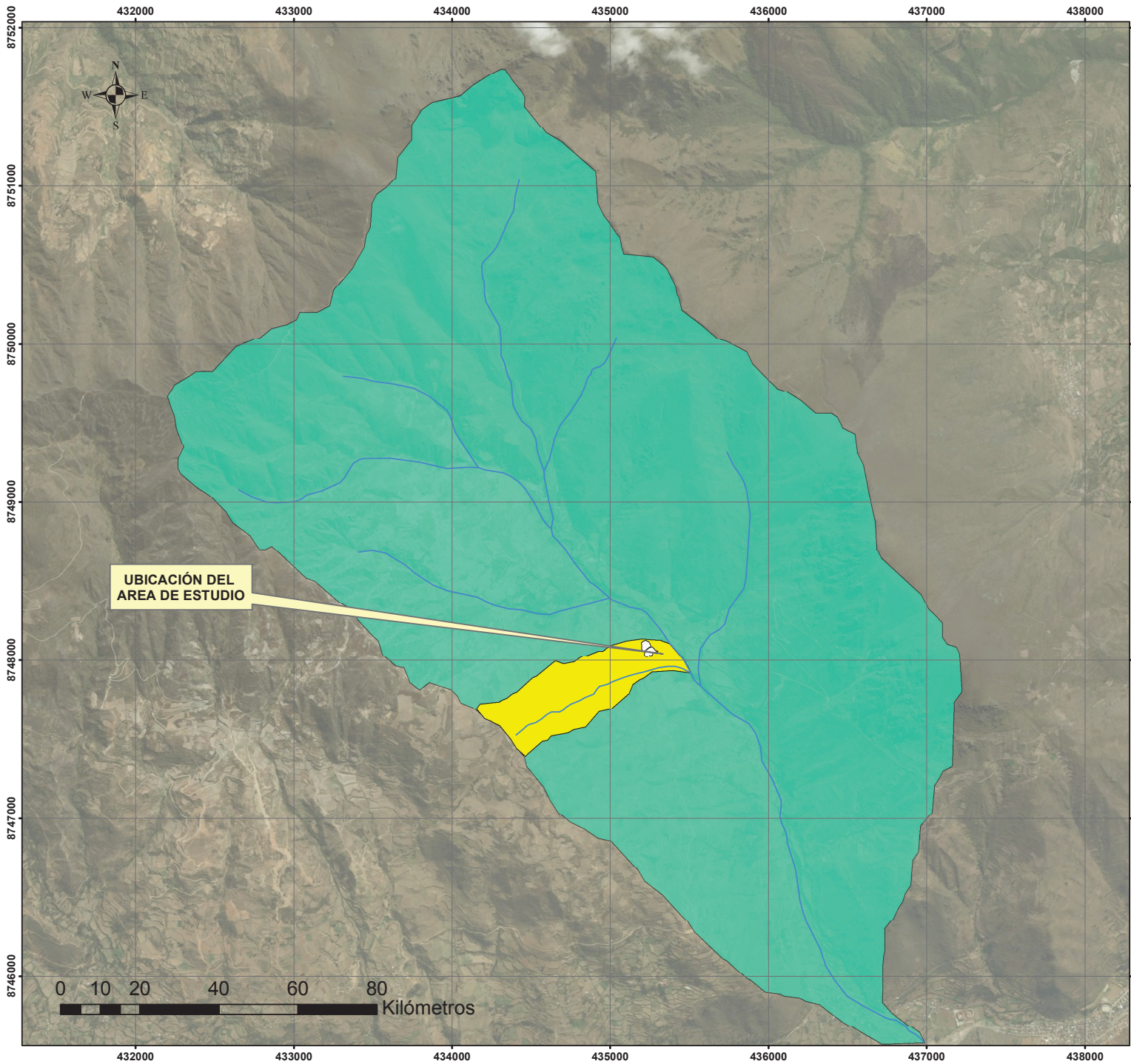
Descripción	ÁNGULOS DE BANCO DEL TAJO N°1					ÁNGULOS DE BANCO DEL TAJO N°2				
	60°	65°	70°	75°	80°	60°	65°	70°	75°	80°
Altura de banco	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m	5.0 m
Ancho de berma	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m	4.0 m
Ángulo global	38.23°	40.50°	43.21°	45.58°	48.43°	39.34°	41.11°	44.52°	47.38°	50.30°
Altura global	22.8 m	22.8 m	22.8 m	22.8 m	22.8 m	18.5m	18.5m	18.5m	18.5m	18.5m

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
 “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN”

SECCIONES TRANSVERSALES DE ANÁLISIS	
ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018

- Notas técnicas:
- Las secciones de análisis planteadas en las secciones transversales abarcan el rango del ángulo de variación permitido para los bancos según el análisis cinemático.
  - Las secciones propuestas, son de carácter preliminar por lo que están sujetas a la determinación del Factor de Seguridad.
  - El tipo de explotación será mediante tajos abiertos, sin interferencia entre el tajo 1 y 2.



**UBICACIÓN DISTRITAL**

PARÁMETRO	VALOR
Área de la Cuenca	0.42 km <sup>2</sup>
Perímetro de la Cuenca	3 km
Pendiente del Cause Principal	0.48 m/m

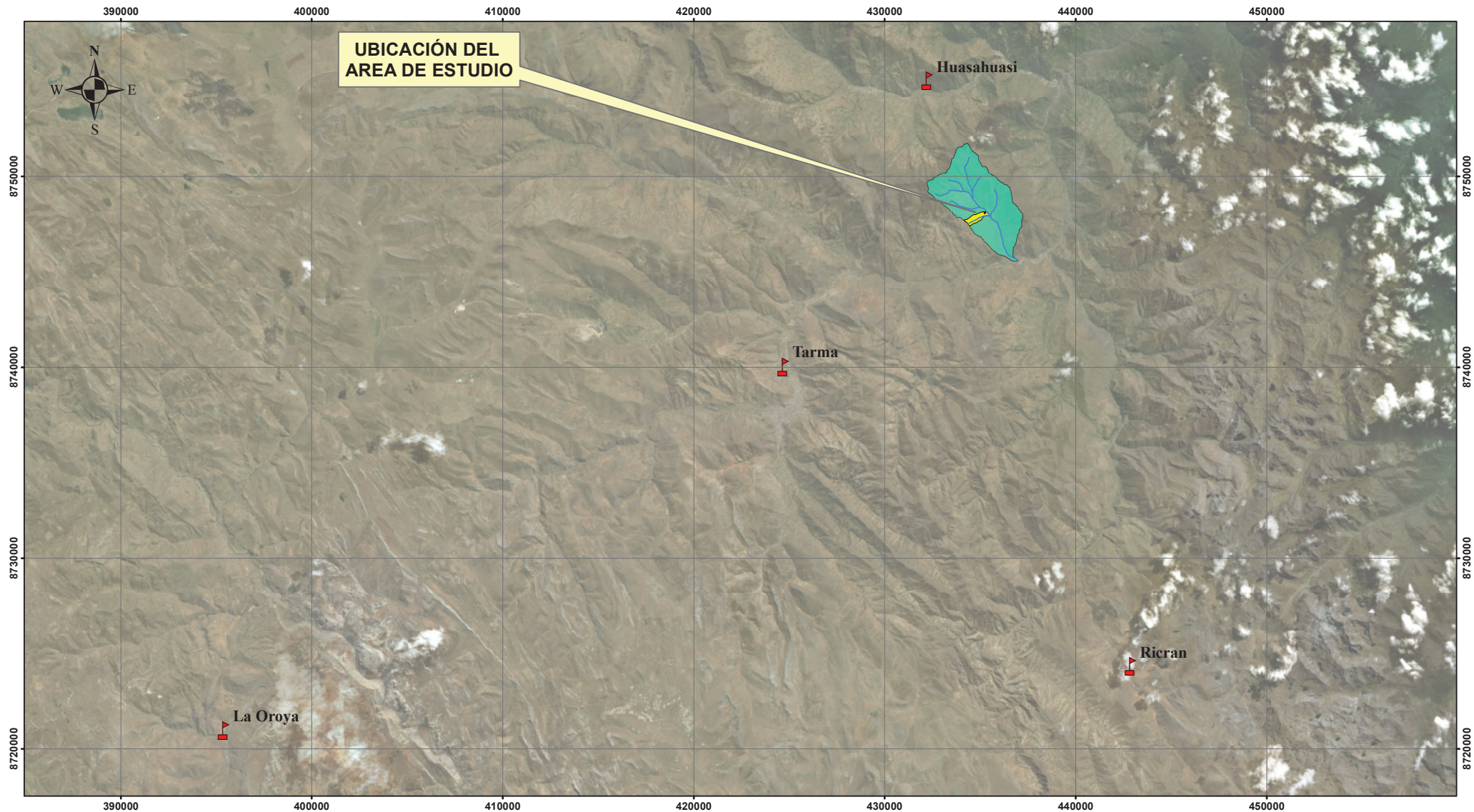
**LEYENDA**

- Red de Drenaje
- Tajos
- Cuenca del Proyecto
- Microcuenca del Rio Tarma

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
 “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACION Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN”

PARAMETROS MORFOMETRICOS DE LA CUENCA DE ANALISIS	
ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRIA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	1:25 000
FECHA	NOVIEMBRE-2018



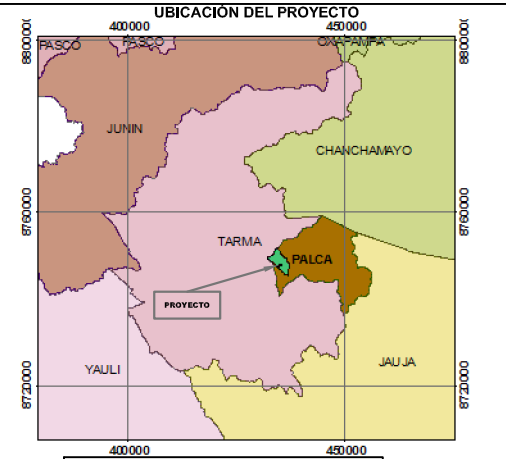
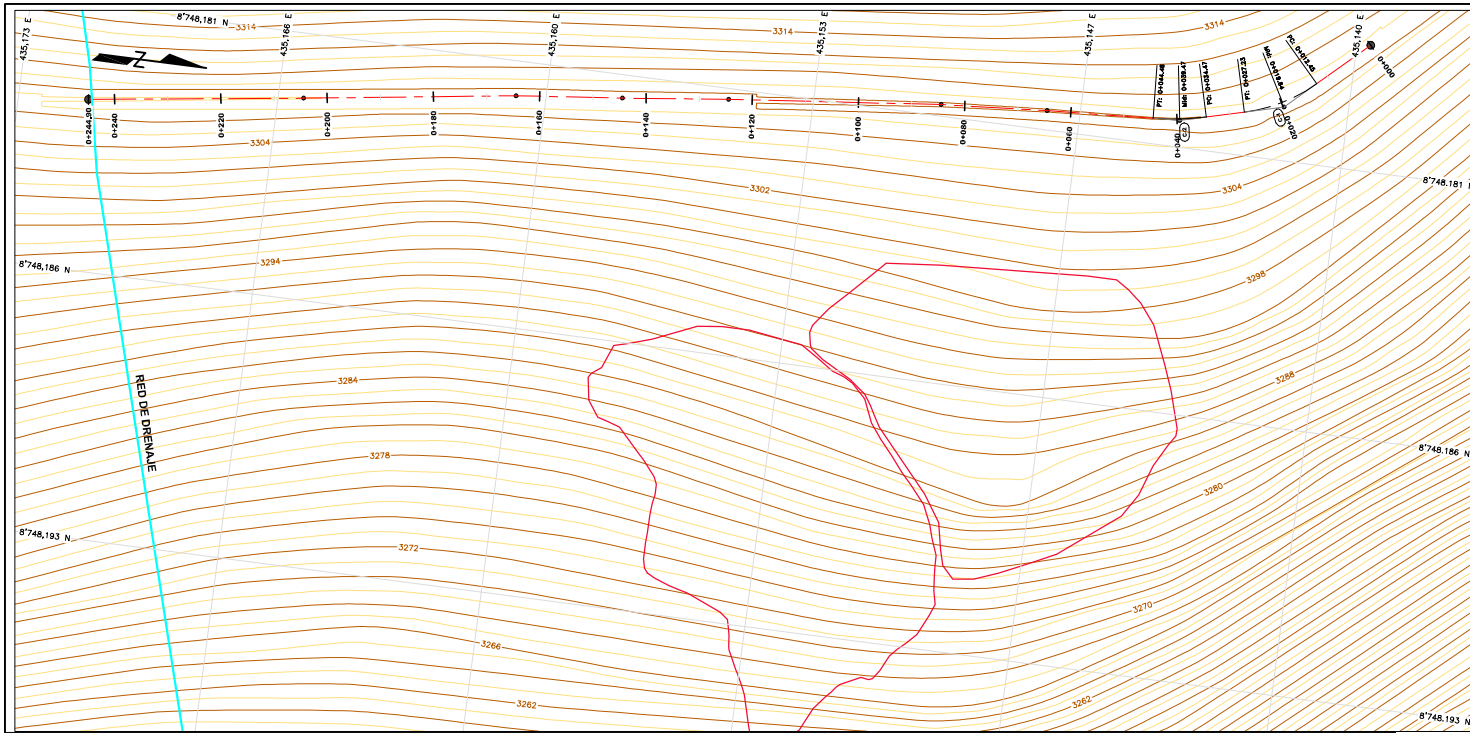
**LEYENDA**

	Estaciones
	Red de Drenaje
	Tajos
	Cuenca del Proyecto
	Microcuenca del Rio Tarma

**Datos de las Estaciones**

Estación	Tipo	Coordenadas WGS-84			Dist. al Proyecto (Km)
		Este (m)	Norte (m)	Z (m.s.n.m)	
Tarma	Automática	424692	8740040	3200	14.1
La Oroya	Convencional	395388	8720972	3910	48.8
Ricrán	Convencional	442874	8724321	3820	25.8
Huancahuasi	Convencional	432237	8755016	2750	7.2

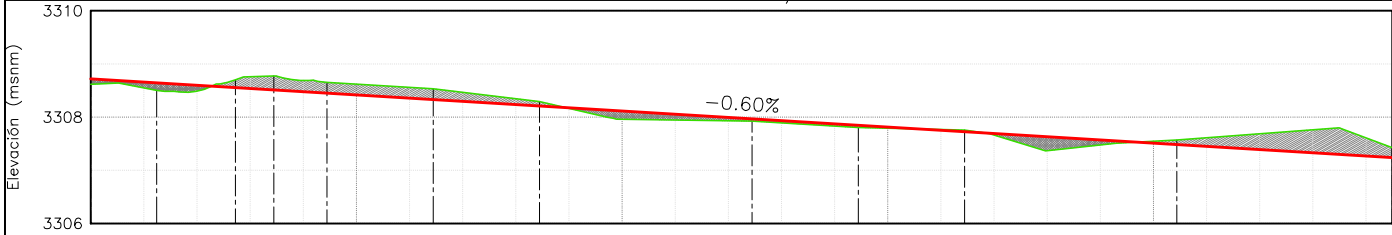
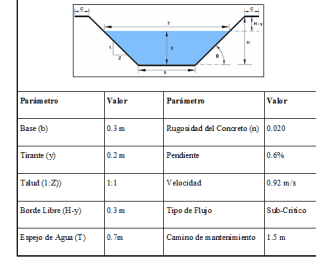
	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA</b>		
	CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL		
TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"			
UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS			
ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR		
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO		
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN		
ESCALA	1:200 000		
FECHA	NOVIEMBRE-2018		
			<b>P-06</b>



**LEYENDA**

	Curva de nivel mayor		Eje de canal
	Curva de nivel menor		Área de corte
	Red de drenaje		Área de relleno
	Terreno Natural		Limite de tajos

**SECCIÓN HIDRAULICA**



KILOMETRAJE	0+050	0+100	0+150	0+200
PENDIENTE	S = -0.60%			
COTA TERRENO	3306.55	3306.49	3306.76	3306.69
COTA RASANTE	3306.659	3306.599	3306.538	3306.478
ALINEAMIENTO	R = 30.0      R = 50.0			

**ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES**

L&C	Sentido (°)	Radio (m)	Long. Tangente (m)	Long. Curva (m)	Long. Cuerda (m)	Long. Externa (m)	Progresiva PC	Progresiva PT	PI (Este)	PI (Norte)
C-1	328° 50' 27.98"E	30,00	7,64	14,77	14,62	0,03	0+012,45	0+027,23	0+019,29	8748142,19
C-2	58° 59' 47,73"E	50,00	5,02	10,01	10,00	0,25	0+034,47	0+044,28	0+039,49	435165,64

**NOTAS:**  
El caudal de diseño es de 0.090 m<sup>3</sup>/s para evacuar un caudal de escorrentía de 0.086 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 200 años.

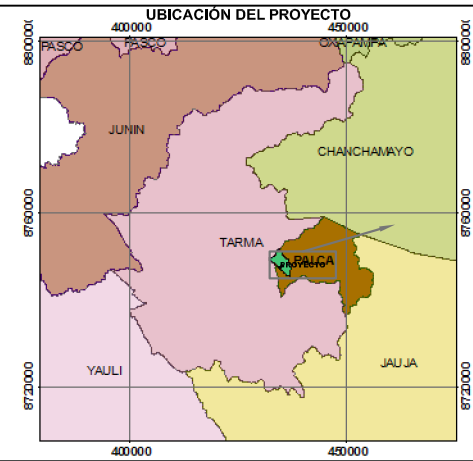
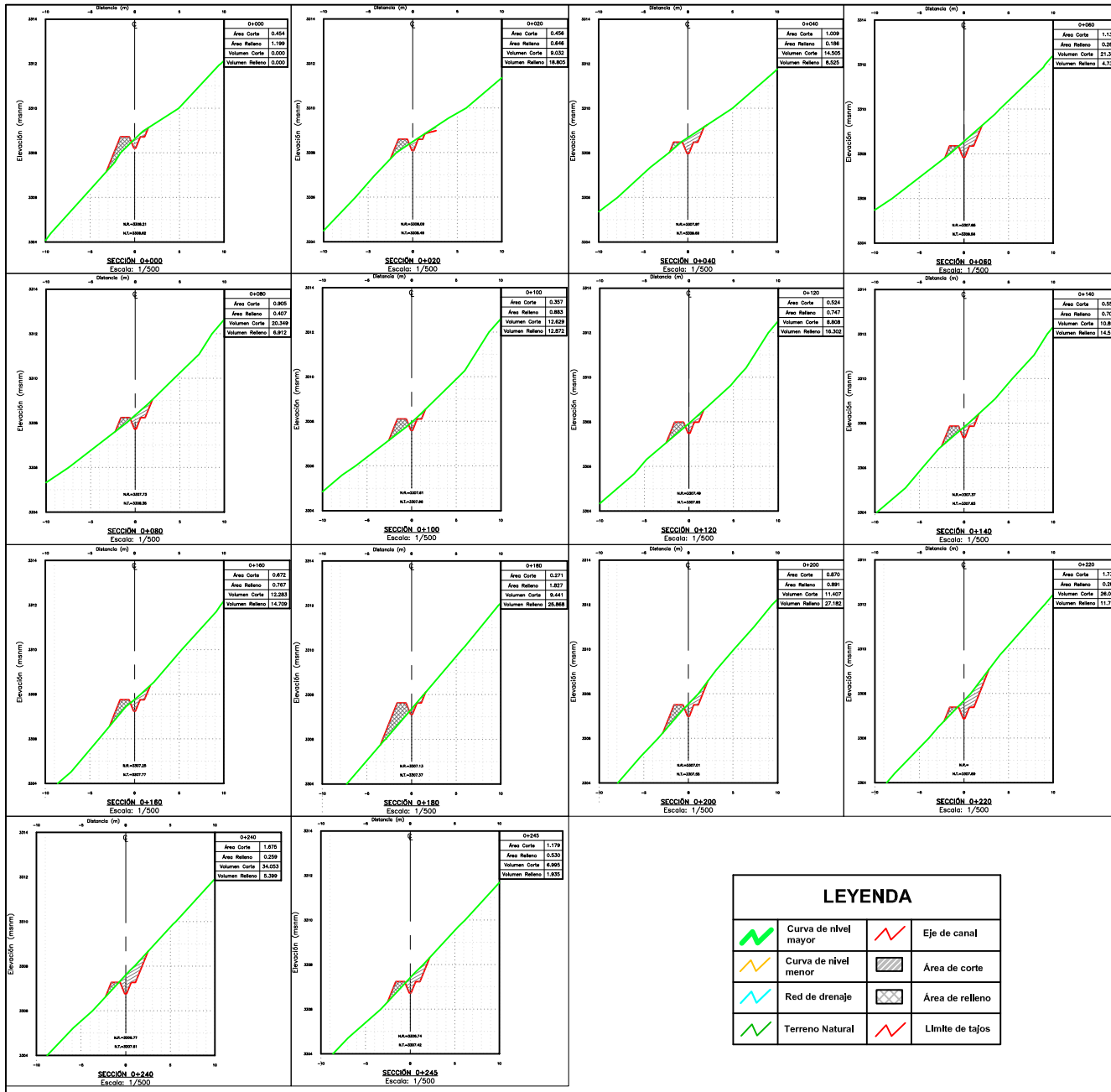
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
**CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORIA AMBIENTAL**

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"**

**CANAL DE CORONACIÓN-PLANTA**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACION	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-07A**



**CUADRO DE AREAS Y VOLUMEN**

Prog.	Area Corte (m <sup>2</sup> )	Area Relleno (m <sup>2</sup> )	Vol Corte (m <sup>3</sup> )	Vol Relleno (m <sup>3</sup> )	Vol Acumulado Corte (m <sup>3</sup> )	Vol Acumulado Relleno (m <sup>3</sup> )	Volumen Neto (m <sup>3</sup> )
D+000.00	0.45	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D+020.00	0.46	0.65	9.03	18.80	9.03	18.80	9.77
D+040.00	1.01	0.19	14.51	8.53	23.54	27.33	3.79
D+060.00	1.13	0.28	21.34	4.74	44.88	32.06	12.81
D+080.00	0.90	0.41	20.35	6.91	65.23	38.98	26.25
D+100.00	0.36	0.88	12.63	12.87	77.85	51.85	26.01
D+120.00	0.52	0.75	8.81	16.30	86.66	68.15	18.51
D+140.00	0.56	0.70	10.80	14.51	97.46	82.67	14.80
D+160.00	0.67	0.77	12.28	14.71	109.75	97.37	12.37
D+180.00	0.27	1.83	9.44	25.87	119.19	123.24	4.06
D+200.00	0.87	0.89	11.41	27.18	130.59	150.42	19.83
D+220.00	1.73	0.28	26.00	11.71	156.60	162.14	5.54
D+240.00	1.67	0.26	34.05	5.40	190.65	167.54	23.11
D+244.90	1.18	0.53	6.99	1.94	197.64	169.47	28.17

**NOTAS:**

- El caudal de diseño es de 0.090 m<sup>3</sup>/s para evacuar un caudal de escorrentía de 0.086 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 200 años.
- La relación entre el volumen de corte y el volumen de relleno es de 1.17.
- La pendiente longitudinal del canal es de 0.6%.

**LEYENDA**

	Curva de nivel mayor		Eje de canal
	Curva de nivel menor		Área de corte
	Red de drenaje		Área de relleno
	Terreno Natural		Límite de tajos

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

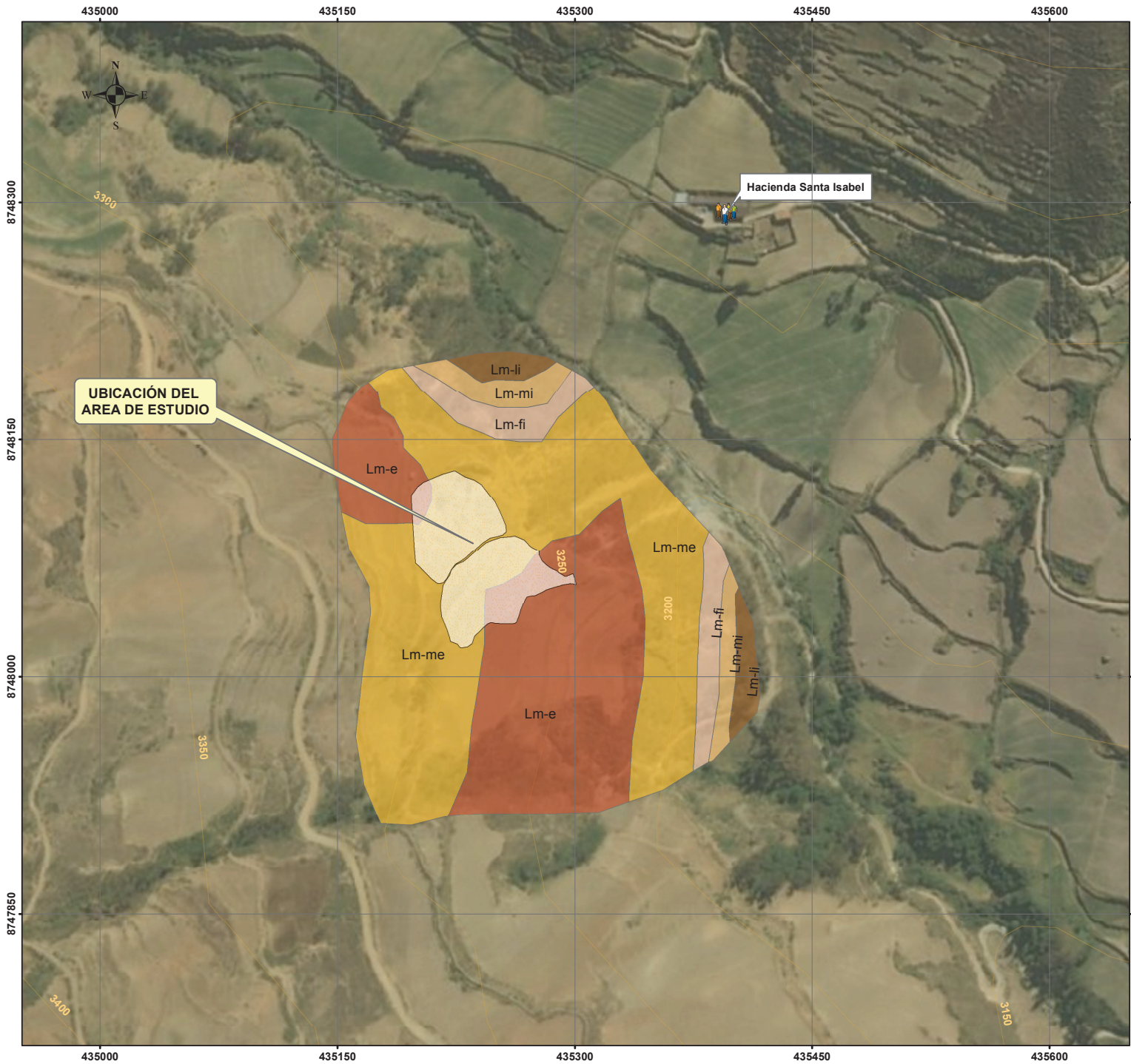
CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN  
EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS  
TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"






**CANAL DE CORONACIÓN-SECCIONES**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-07B**



**CUADRO DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS**

Símbolo	Descripción	Superficie	
		Ha	%
 Lm-li	Ladera de montaña plana-Ligeramente inclinada	0.26	4.25
 Lm-mi	Ladera de montaña Moderadamente Inclinada	0.27	4.41
 Lm-fi	Ladera de montaña fuertemente inclinada	0.41	6.7
 Lm-me	Ladera de montaña moderadamente empinada	3.08	50.33
 Lm-e	Ladera de montaña Empinada	2.1	34.31
<b>Total</b>		<b>6.12</b>	<b>100</b>

**LEYENDA**

-  Ubicación de tajos
-  Centros Poblados
-  Lm-mi
-  Lm-me
-  Lm-li
-  Lm-fi
-  Lm-e
-  Curvas de Nivel

Escala Absoluta  
1:2,500

Escala Gráfica  
Metros



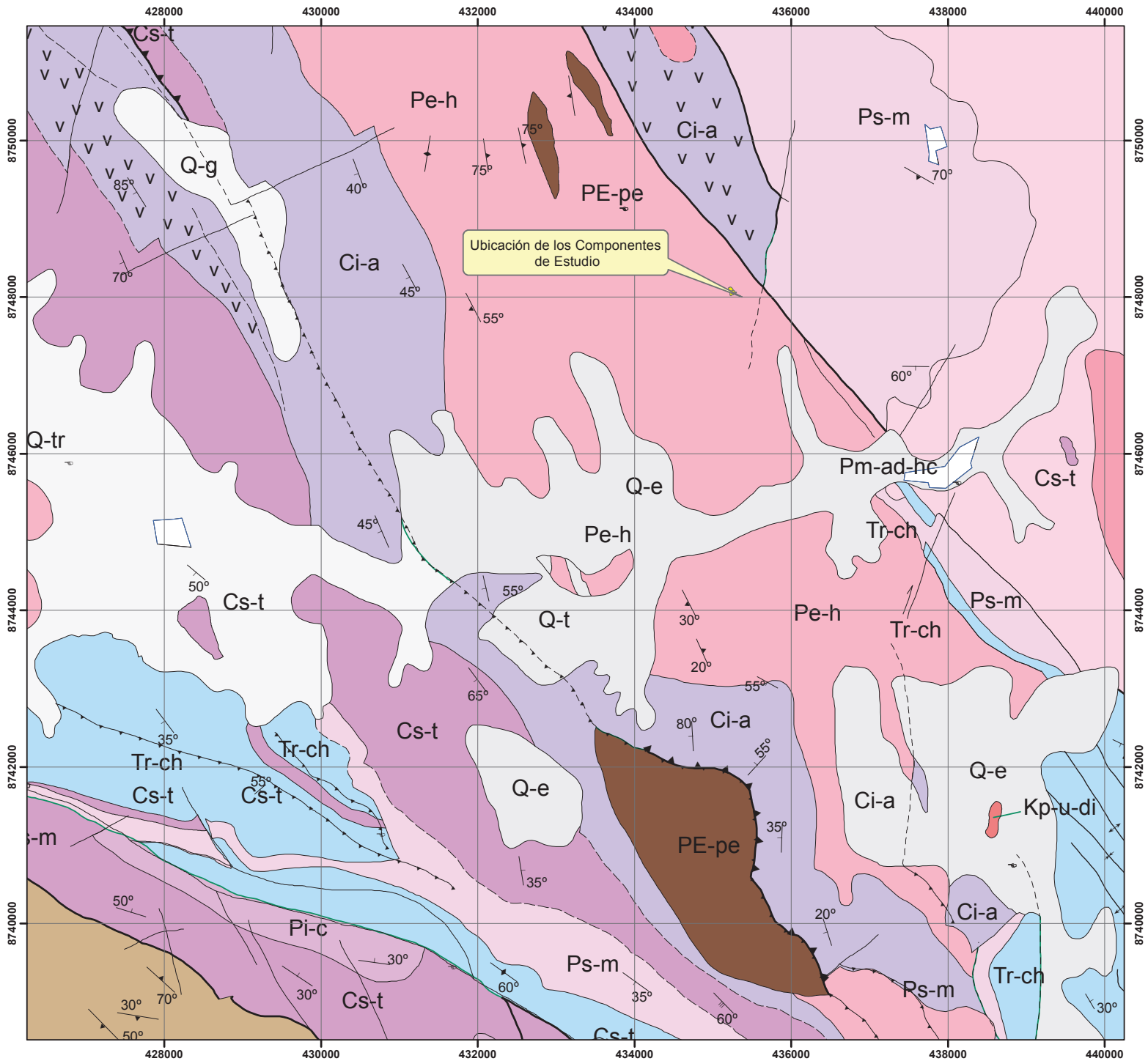
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
 "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"

**GEOMORFOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	1:2500
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-08**



Cronoestratigrafía		Unidades Litoestratigráficas		Rocas Intrusivas plutónicas	
ERA	Sistema	Serie	Unidades Estratigráficas		
CENOZOICO	Cuaternario		Depósitos de Tranvertinos	Q-tr	
			Depósitos de Pendiente	Q-e	
			Depósitos de Glaciares	Q-g	
MESOZOICO	Cretáceo	Superior			Granito Huacuas KP-gr-h
		Inferior			Medrodioritas KP-u-di
	Triásico	Superior	Formación Chambara	Tr-ch	
PALEOZOICO	Permiano	Superior	Grupo Mitu	Ps-m	Monozogranito Huallunuyoc Pm-ad-hc
		Inferior	Grupo Copacabana	Pi-c	
	Carbonífero	Superior	Grupo Tarma	Cs-t	
		Inferior	Grupo Ambo	Ca-a	
Devónico		Formación Concepción	D-c		
NEOPROTEROZOICO			Grupo Huaytapallana (Periodititas)	Pe-h Pe-pe	

SIMBOLOGÍA	
	Rumbo y buzamiento de estratos
	Rumbo y buzamiento de estratos echados
	Contacto conocido
	Contacto inferido
	Estratos verticales
	Eje de anticlinal
	Eje de sincinal
	Eje de anticlinal echado
	Eje de sincinal echado
	Plegamiento inlenso
	Rumbo y buzamiento de juntas
	Juntas verticales
	Rumbo y buzamiento de foliación
	Foliación vertical
	Fallamiento con buzamiento conocido
	Fallamiento normal (L=levantado, U=hundido)
	Fallamiento inverso
	Fallamiento Inverso Inferido
	Falla de Rumbo
	Fallamiento y alineamientos
	Línea de sección
	Línea cresta de morrenas
RUMBO Y BUZAMIENTO FOTOINTERPRETADO	
	Buzamiento suave (0° - 30°)
	Buzamiento moderado (30° - 60°)
	Buzamiento fuerte (60° - 90°)

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

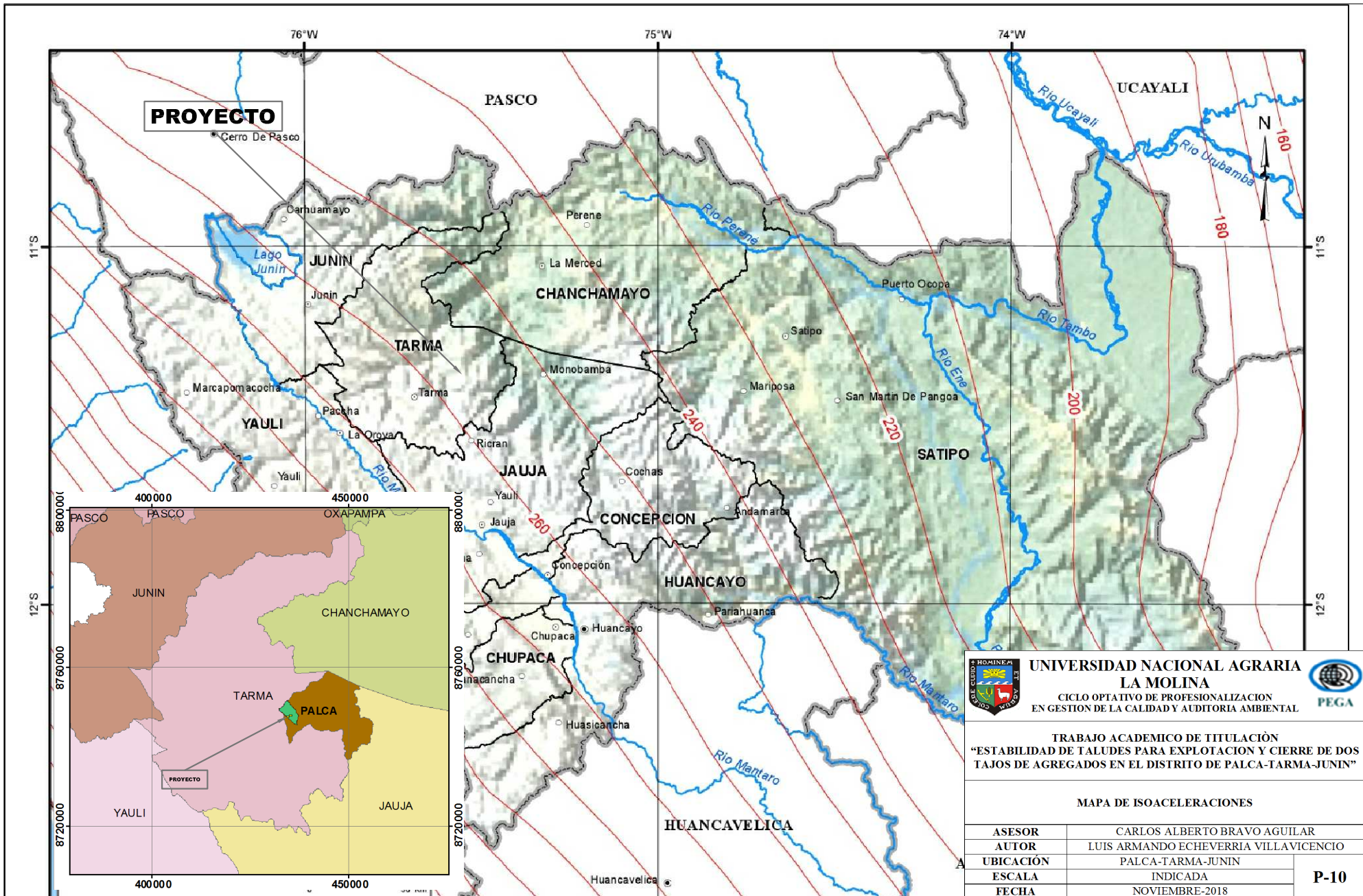
**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"**


**GEOLOGIA REGIONAL DEL PROYECTO**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	1:50 000
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-09**

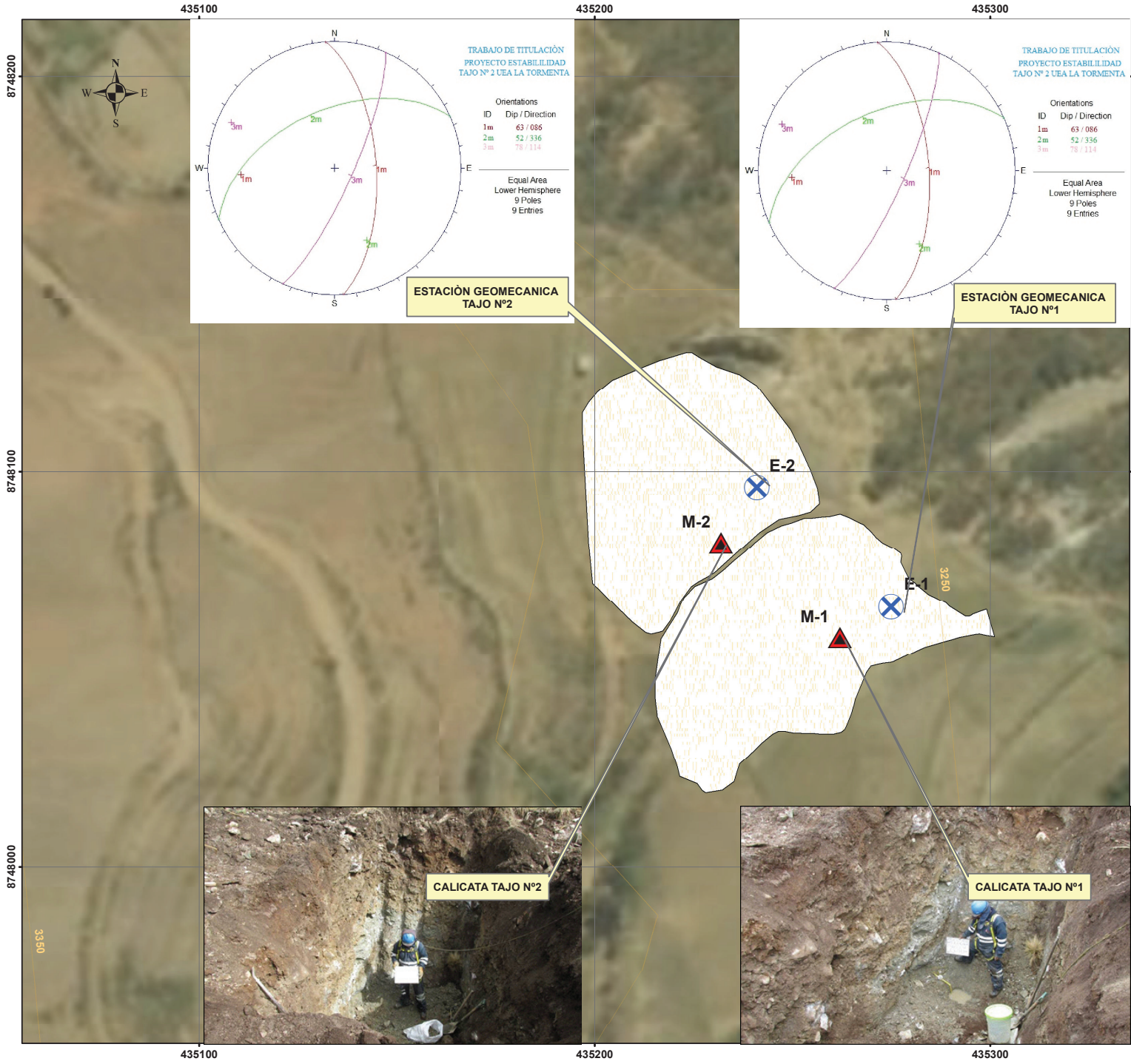





**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
 “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN”

MAPA DE ISOACELERACIONES	
ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018



Código	Coordenada Este (m)	Coordenada Norte (m)	Elevación (msnm)	Descripción
M-1	435262.0	8748058.0	3274.0	Calicata- Tajo 1
M-2	435232.0	8748082.0	3287.0	Calicata- Tajo 2
E-1	435275.0	8748066.0	3272.0	Estación geomecánica-Tajo 1
E-2	435241.0	8748096.0	3288.0	Estación geomecánica-Tajo 2

**LEYENDA**

- Estaciones
- Calicatas
- Curvas de Nivel
- TAJOS

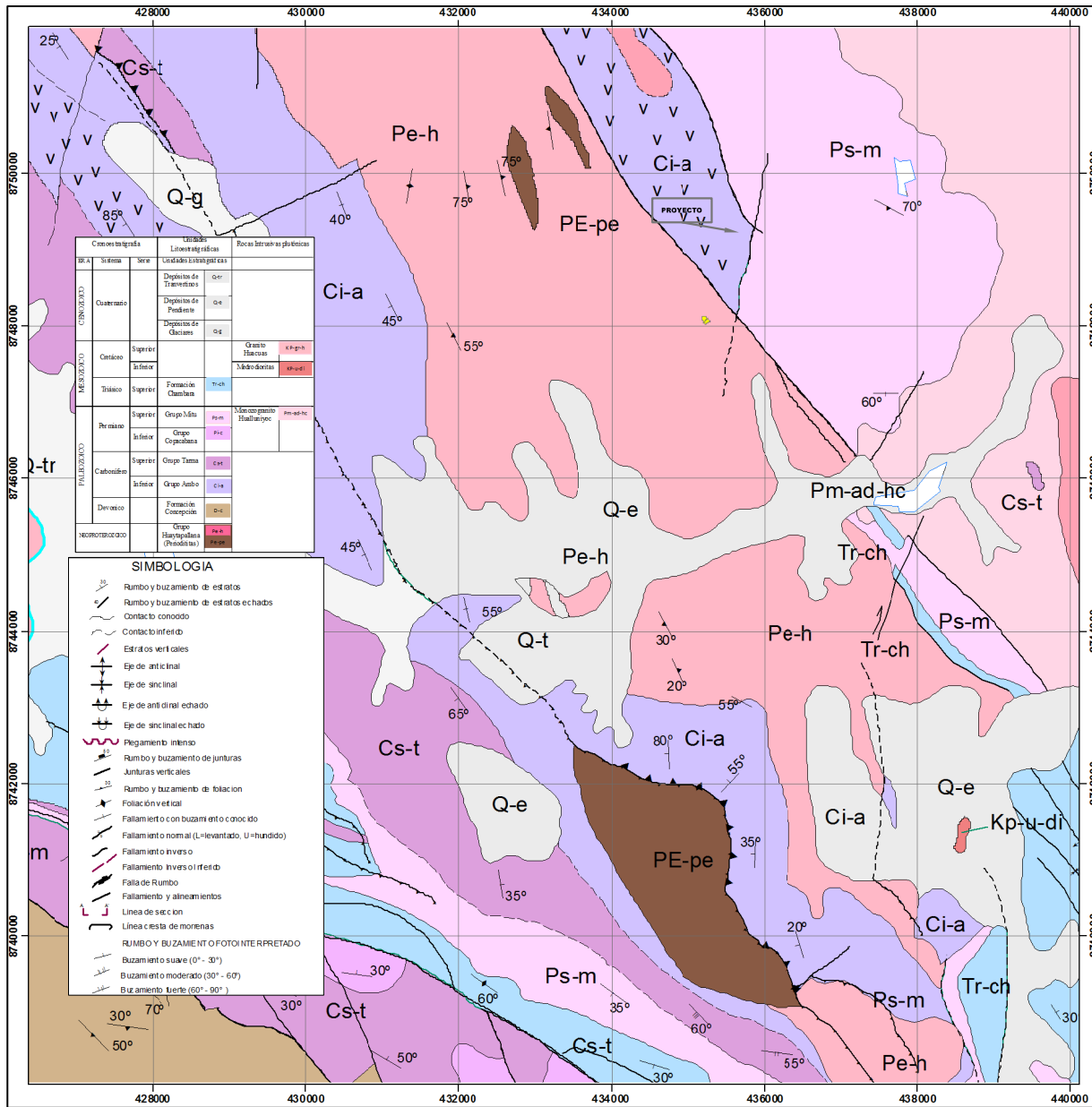
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN  
EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORIA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACION Y CIERRE DE DOS  
TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"**

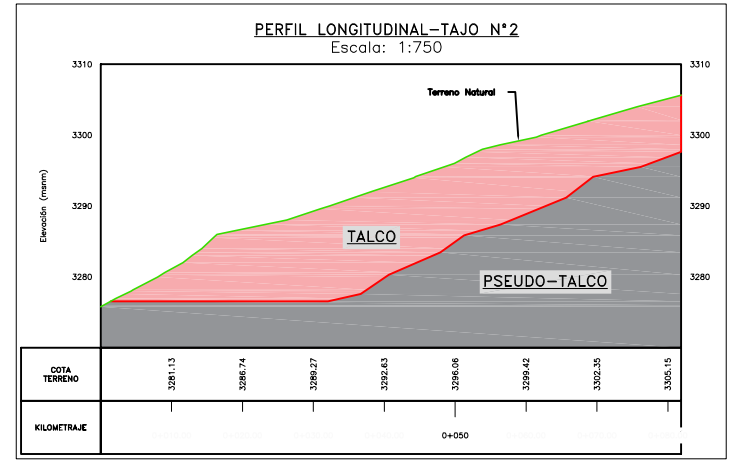
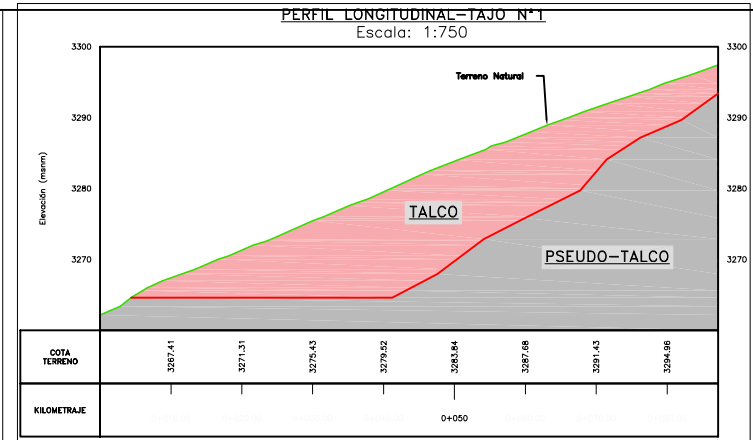
**UBICACIÓN DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR	<b>P-11</b>
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO	
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN	
ESCALA	1:10 000	
FECHA	NOVIEMBRE-2018	



Nota: Mencionar:  
 1.- La unidad litológica principal en la zona del proyecto es el Grupo Huastapallina de edad neoproterozoica que consiste en su mayor parte en sedimentos terrígenos y ricos en cuarzo detrítico.  
 2.- La geología local de la zona presenta un plegamiento de tallos de origen secundario cuyo porcentaje no excede el 30%, por otro lado el pseudo tallo tiene un aproximado de 60% de carbonato de calcio y es considerado como de cemento.  
 3.- No se visualiza el nivel freático.

ESCALA PLANTA: 1/ 10 000  
 ESCALA SECCIONES: 1/ 750



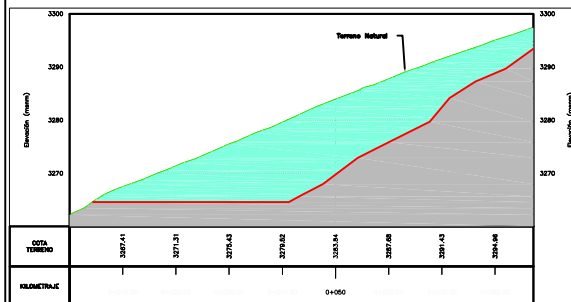
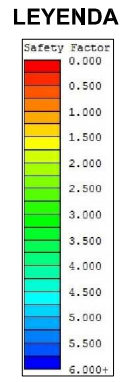
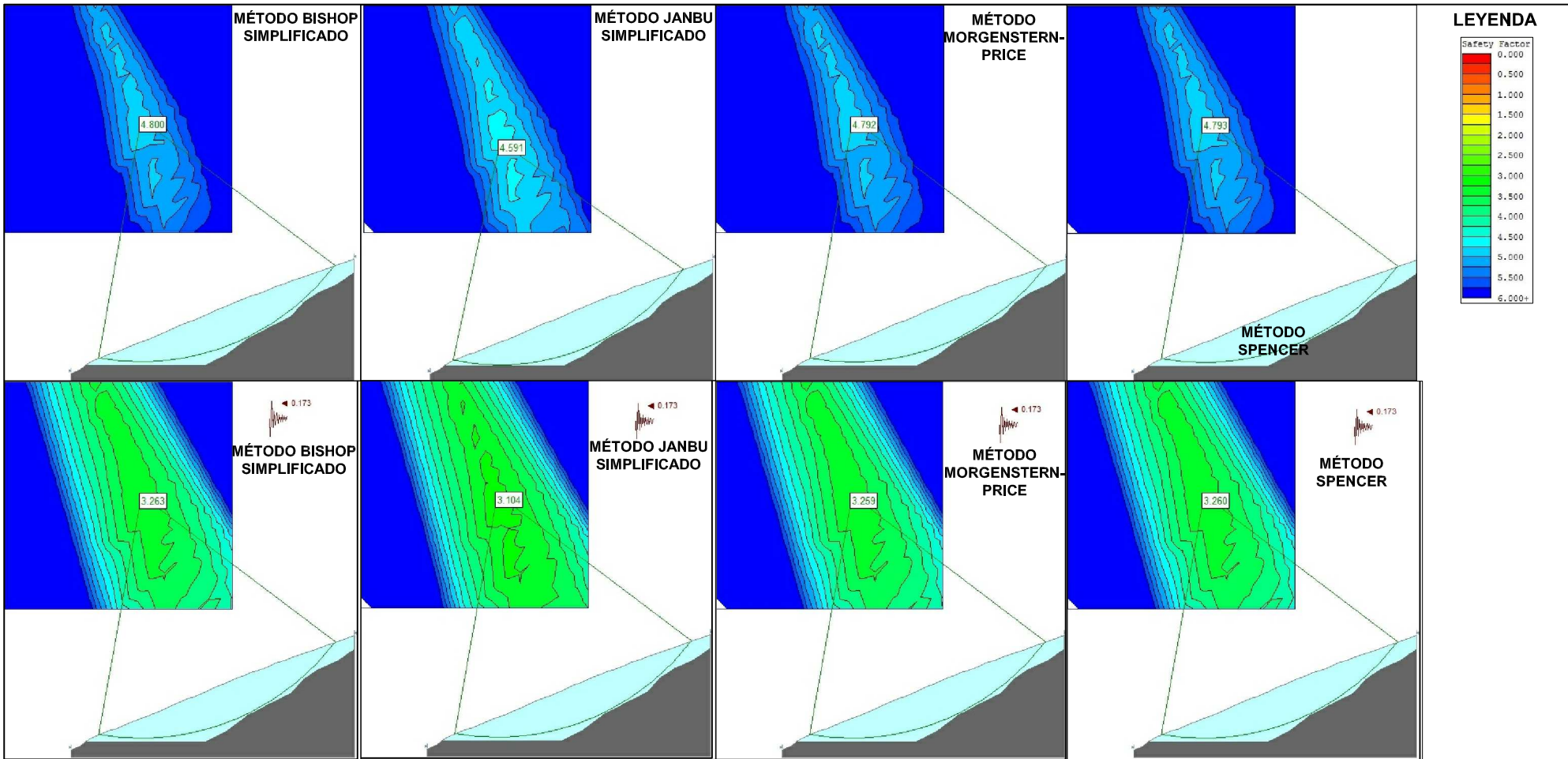
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
 “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN”

**MODELO GEOLOGICO**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-12**



Descripción	FACTOR DE SEGURIDAD		CARACTERÍSTICAS DEL TAJO				
	Estático	P-Estático	H.Banco	H.Global	∠Banco	∠Global	L.Berna
M. Bishop Simplificado	4.800	3.263	5.0 m	22.80 m	N/A	N/A	4.0 m
M. Janbu Simplificado	4.591	3.104					
M. Morgenstern-Price	4.792	3.259					
M. Spencer	4.793	3.260					

LEYENDA	
	Curva de ISO FS.
	Superficie de falla
	Curva de nivel menor
	Macizo rocoso (Pseudo-talco)
	Limite material
	Area de corte (Talco)
	Terreno Natural
	Limite litológico

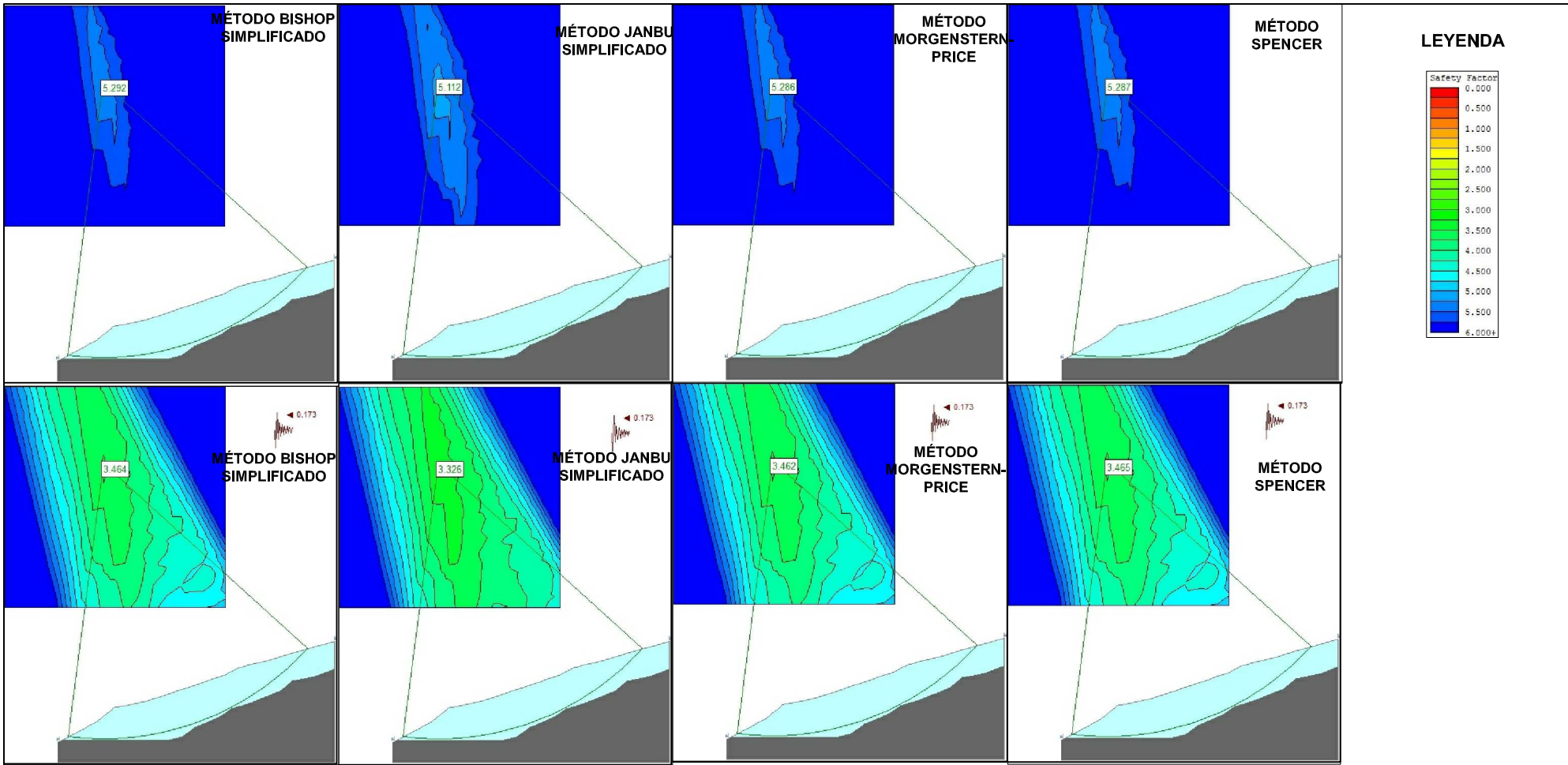
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORIA AMBIENTAL  
 PEGA

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
**"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACION Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNJUN"**

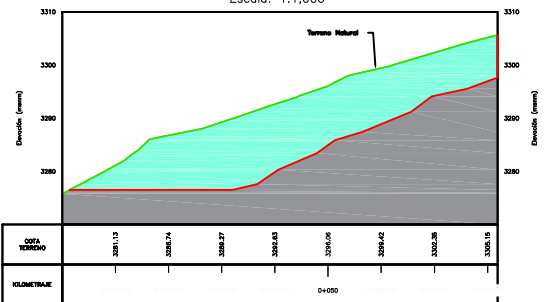
**MODELAMIENTO O CONDICIONES INICIALES-TAJO N°1**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRIA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNJUN
ESCALA	S/E
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-13**



PERFIL LONGITUDINAL-TAJO N°1  
Escala: 1:1,000



Descripción	FACTOR DE SEGURIDAD		CARACTERÍSTICAS DEL TAJO				
	Estático	P-Estático	H.Banco	H.Global	∠Banco	∠Global	L.Berna
M. Bishop Simplificado	5.292	3.464					
M. Janbu Simplificado	5.112	3.326					
M. Morgenstern-Price	5.286	3.462	5.0 m	18.5 m	N/A	N/A	4.0 m
M. Spencer	5.287	3.465					

LEYENDA	
	Curva de ISO FS.
	Superficie de falla
	Curva de nivel menor
	Macizo rocoso (Pseudo-talco)
	Límite material
	Área de corte (Talco)
	Terreno Natural
	Límite litológico

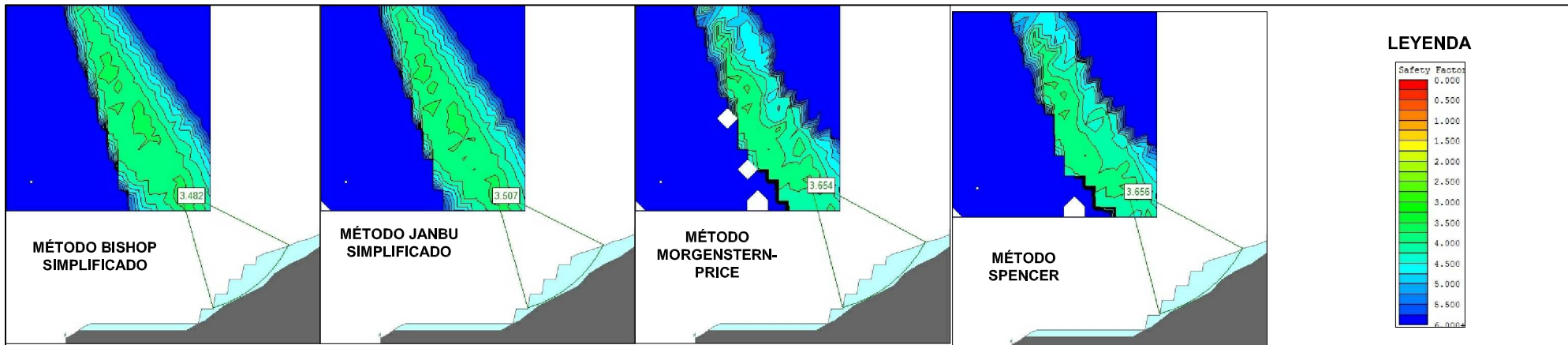
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL  
 PEGA

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
**"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"**

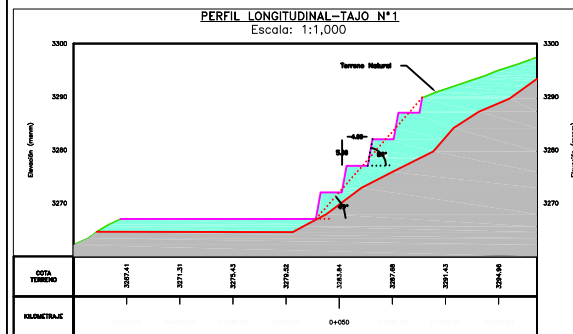
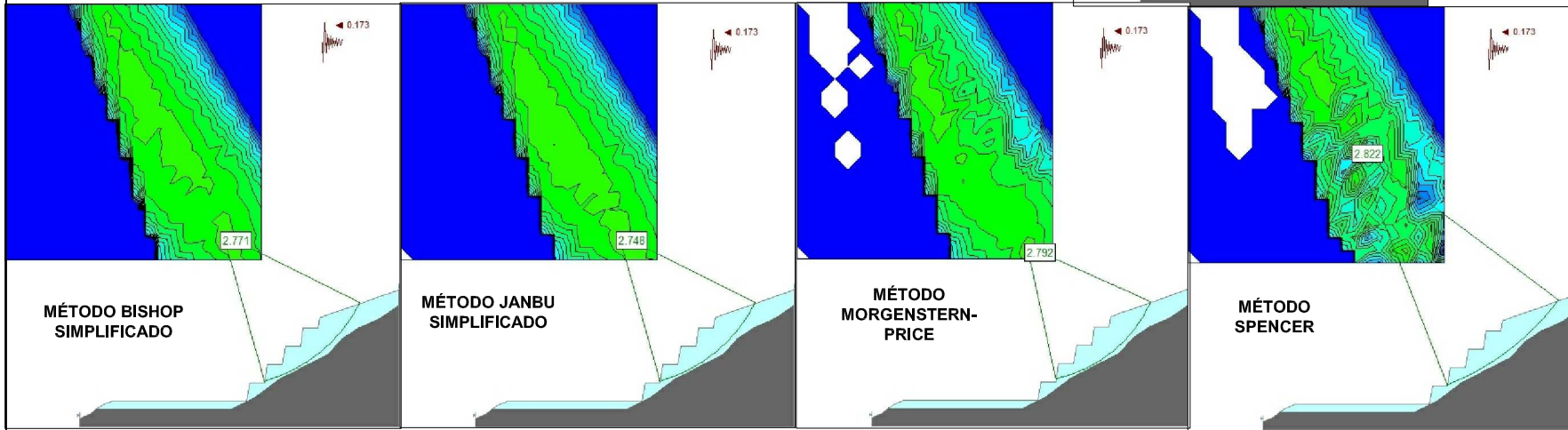
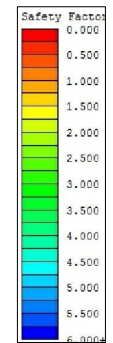
**MODELAMIENTO CONDICIONES INICIALES-TAJO N°2**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	S/E
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-14**



**LEYENDA**



Descripción	FACTOR DE SEGURIDAD		CARACTERÍSTICAS DEL TAJO				
	Estático	P-Estático	H.Banco	H.Global	∠Banco	∠Global	L.Berna
M. Bishop Simplificado	3.482	2.771	5.0 m	22.80 m	80°	51°	4.0 m
M. Janbu Simplificado	3.507	2.748					
M. Morgenstern-Price	3.654	2.792					
M. Spencer	3.656	2.822					

**LEYENDA**

	Curva de ISO FS.		Superficie de falla
	Curva de nivel menor		Macizo rocoso (Pseudo-talco)
	Limite material		Area de corte (Talco)
	Terreno Natural		Limite litológico

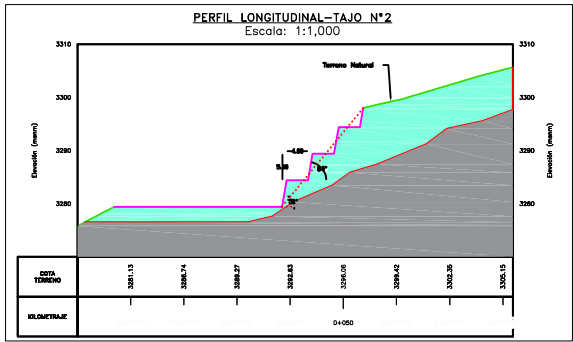
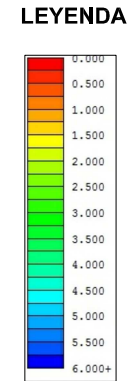
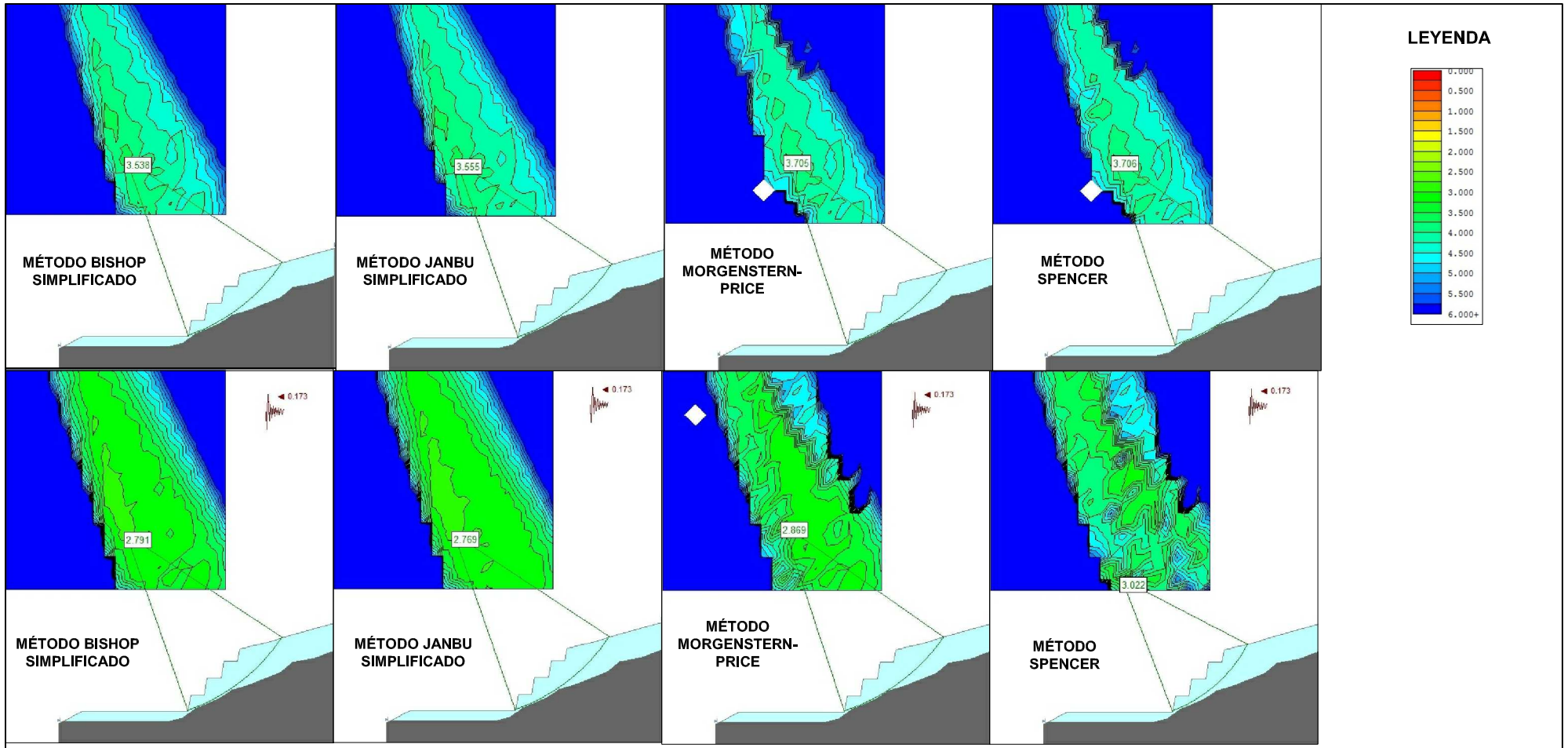
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACION EN GESTION DE LA CALIDAD Y AUDITORIA AMBIENTAL

TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACION Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"

MODELAMIENTO DE CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE MINA-TAJO N°1

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRIA VILLAVICENCIO
UBICACION	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	S/E
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-15**



Descripción	FACTOR DE SEGURIDAD		CARACTERÍSTICAS DEL TAJO				
	Estático	P-Estático	H.Banco	H.Global	∠Banco	∠Global	L.Berna
M. Bishop Simplificado	3.482	2.771	5.0 m	18.5 m	80°	51°	4.0 m
M. Janbu Simplificado	3.507	2.748					
M. Morgenstern-Price	3.654	2.792					
M. Spencer	3.656	2.822					

LEYENDA			
	Curva de ISO FS.		Superficie de falla
	Curva de nivel menor		Macizo rocoso (Pseudo-talco)
	Límite material		Área de corte (Talco)
	Terreno Natural		Límite litológico

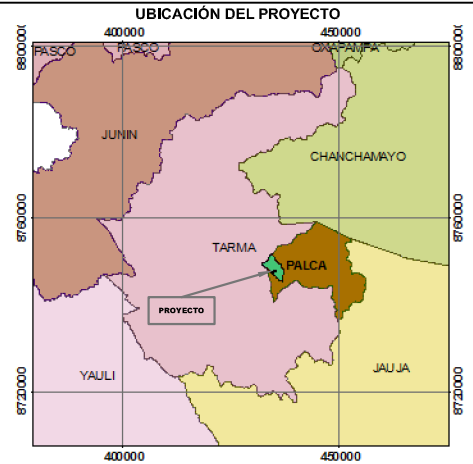
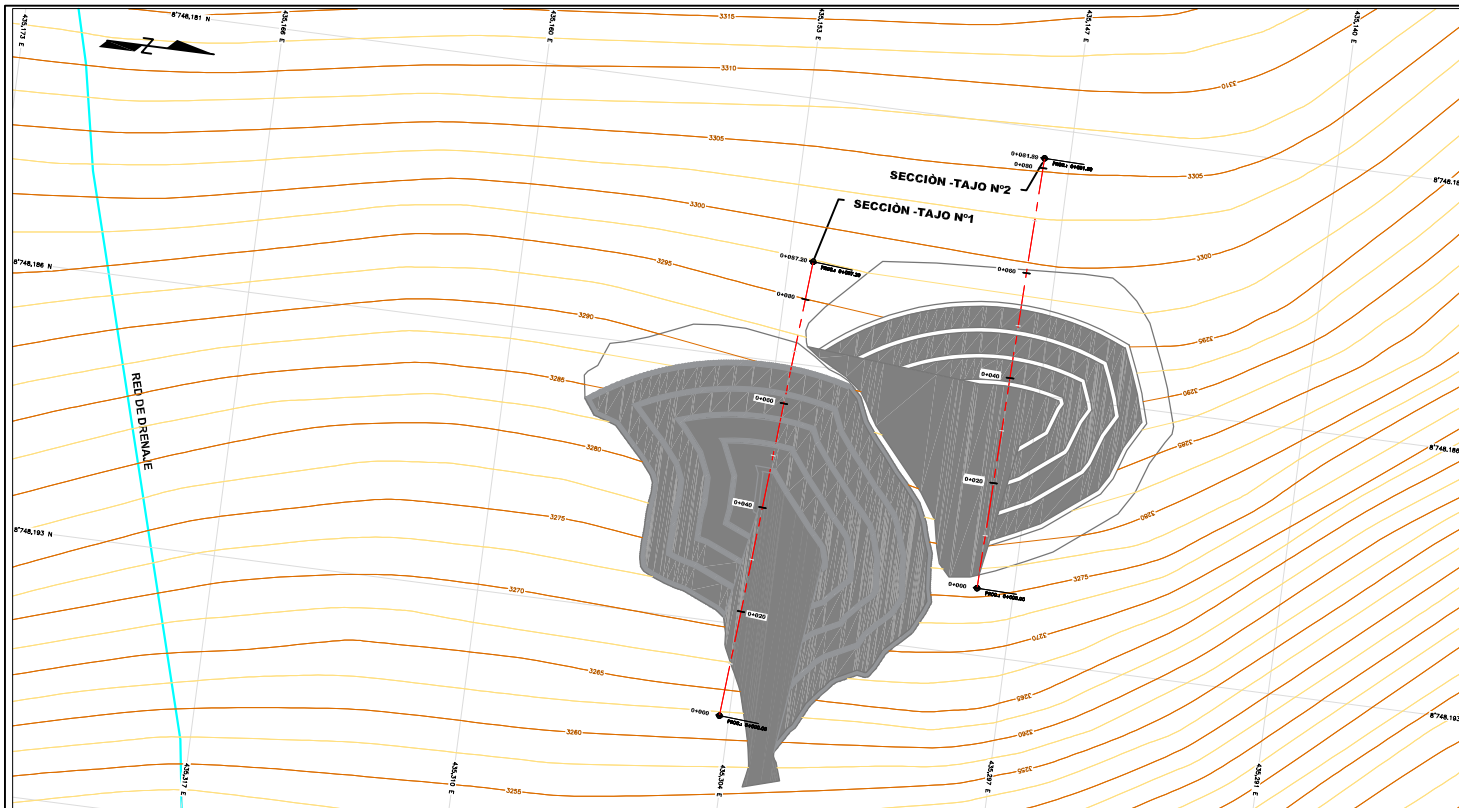
**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL

**TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN**  
"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE DOS TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNIN"

**MODELAMIENTO CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN Y CIERRE DE MINA-TAJO N°2**

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNIN
ESCALA	S/E
FECHA	NOVIEMBRE-2018

**P-16**

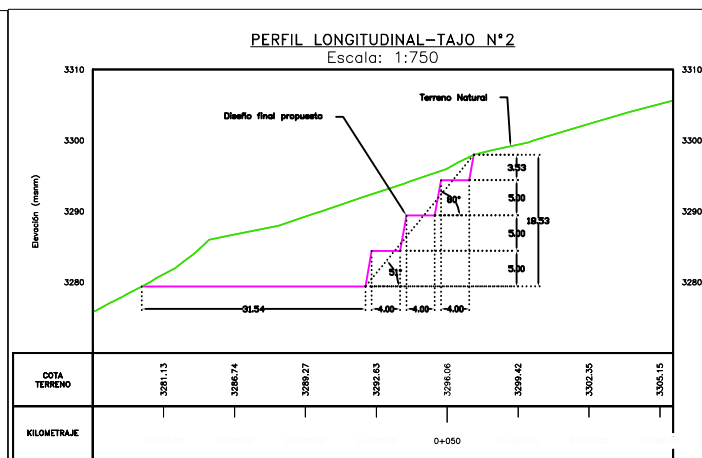
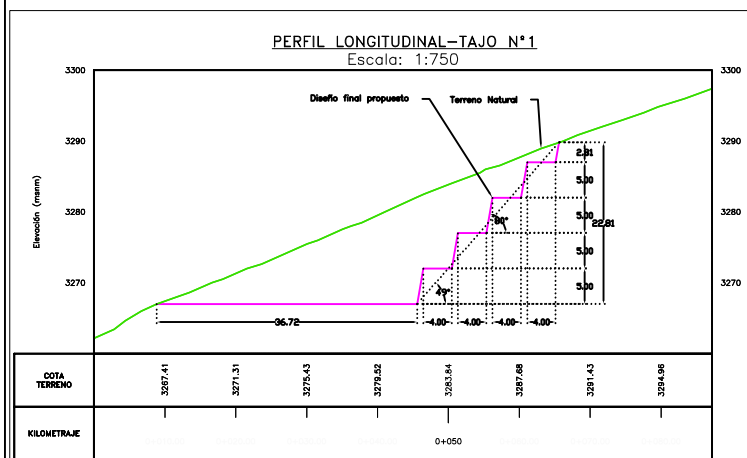


### LEYENDA

	Curva de nivel mayor		Eje de canal
	Curva de nivel menor		Berma
	Red de drenaje		Talud de corte
	Terreno Natural		Límite de tajos

### DISEÑO FINAL-EXPLORACIÓN Y CIERRE DE MINA

Descripción	CARACTERÍSTICAS DEL TAJO N°1		CARACTERÍSTICAS DEL TAJO N°2	
	F.S. Estático	F.S. Pseudo-estático	F.S. Estático	F.S. Pseudo-estático
Altura de banco	3.66	2.82	3.71	3.02
Ancho de berma				
Ángulo global				
Altura global				



ESCALA PLANTA: 1/1000

ESCALA SECCIONES: 1/750



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 CICLO OPTATIVO DE PROFESIONALIZACIÓN  
 EN GESTIÓN DE LA CALIDAD Y AUDITORÍA AMBIENTAL



TRABAJO ACADÉMICO DE TITULACIÓN  
 "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLORACIÓN Y CIERRE DE DOS  
 TAJOS DE AGREGADOS EN EL DISTRITO DE PALCA-TARMA-JUNÍN"

DISEÑO FINAL PROPUESTO PARA EXPLORACIÓN Y CIERRE DE  
 MINA DE LOS TAJOS N°1 Y N°2

ASESOR	CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
AUTOR	LUIS ARMANDO ECHEVERRÍA VILLAVICENCIO
UBICACIÓN	PALCA-TARMA-JUNÍN
ESCALA	INDICADA
FECHA	NOVIEMBRE-2018