



Universidad  
Nacional  
de Loja

**Universidad Nacional de Loja**

**Facultad De La Energía, Las Industrias y Los Recursos Naturales No  
Renovables.**

**Carrera De Ingeniería En Geología Ambiental Y Ordenamiento Territorial.**

**Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una Planta de  
Tratamiento y Beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia  
de Loja**

**Trabajo de titulación previo a la  
obtención del título de Ingeniera en  
Geología Ambiental y  
Ordenamiento Territorial**

**AUTORA:**

Diana Marisol Caraguay Cumbicus

**DIRECTOR:**

Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.

Loja – Ecuador

2023



UNL

Universidad  
Nacional  
de Loja

Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.

## Certificación

Loja, 06 de marzo de 2023

Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.

**DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

CERTIFICO:

Que he revisado y orientado todo el proceso de elaboración del Trabajo de Titulación, denominado: **Estudio Geológico – Geotécnico Previo a la Construcción de una Planta de Tratamiento y Beneficio en El Sector El Cardo, Cantón Macará, Provincia de Loja**, previo a la obtención del título de **Ingeniera en Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial**, de la autoría de la estudiante **Diana Marisol Caraguay Cumbicus** con cédula de identidad N° 1105650947, una vez que el trabajo cumple con todos los requisitos exigidos por la Universidad Nacional de Loja para el efecto, autorizo la presentación del mismo para su respectiva sustentación y defensa.



Firmado digitalmente por:  
DIEGO ISRAEL  
CASTILLO JARAMILLO

Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.

**DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN.**

**UNL**Universidad  
Nacional  
de Loja*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

### **Autoría**

Yo, **Diana Marisol Caraguay Cumbicus**, declaro ser autora del presente Trabajo de Titulación y eximo a la Universidad Nacional de Loja y sus representantes jurídicos, de posibles reclamos o acciones legales, por el contenido del mismo. Adicionalmente, acepto y autorizo a la Universidad Nacional de Loja, la publicación de mi Trabajo de Titulación en el Repositorio Digital Institucional – Biblioteca Virtual.

**Firma:****Cédula de Identidad:** 1105650947**Fecha:** 21/04/2023**Correo electrónico:** [diana.caraguay@unl.edu.ec](mailto:diana.caraguay@unl.edu.ec)**Teléfono:** 0991396795



**Carta de autorización por parte de la autora, para la consulta, reproducción parcial o total y/o publicación electrónica del texto completo, del Trabajo de Titulación.**

Yo, **Diana Marisol Caraguay Cumbicus**, declaro ser autora del Trabajo de Titulación denominado: **Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja**, como requisito para optar al título de: **Ingeniera en Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial**, autorizo al Sistema Bibliotecario de la Universidad Nacional de Loja para que, con fines académicos, muestre la producción intelectual de la Universidad, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera en el Repositorio Institucional.

Los usuarios pueden consultar el contenido de este trabajo en el Repositorio Institucional, en las redes de información del país y del exterior, con las cuales tenga convenio la Universidad.

La Universidad Nacional de Loja, no se responsabiliza por el plagio o copia del Trabajo de Titulación que realice un tercero.

Para constancia de esta autorización, en la ciudad de Loja, a los veintiún días del mes de abril del dos mil veintitrés.

**Firma:**

**Autora:** Diana Marisol Caraguay Cumbicus

**Cédula de Identidad:** 1105650947

**Dirección:** Loja (Av. Isidro Ayora y calle Cumandá)

**Correo electrónico:** diana.caraguay@unl.edu.ec

**Teléfono:** 0991396795

**DATOS COMPLEMENTARIOS:**

**Director del Trabajo de Titulación:** Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.





**unl**

Universidad  
Nacional  
de Loja

*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

### **Dedicatoria**

Dedico este Trabajo de Titulación primeramente a Dios por permitirme estar donde estoy, a mis padres, los cuales son un pilar fundamental en mi vida, ya que con su amor, apoyo y motivación me guiaron para ser una mejor persona día a día y gracias a ellos he podido seguir adelante.

A mis hermanos que siempre estuvieron apoyándome y finalmente, a mis amigos por todo el apoyo y comprensión que tuvieron a lo largo de esta etapa de formación profesional.

De igual manera, este trabajo va dirigido a mi novio quien me ha brindado su apoyo desde el primer día a seguir luchando y no rendirme hasta conseguir mis objetivos.

***Diana Marisol Caraguay Cumbicus.***



### **Agradecimiento**

Quiero agradecer profundamente mis padres quienes me han apoyado incondicionalmente en cada aspecto de mi vida y siempre han creído en mí y en lo que puedo lograr. Gracias a su ejemplo de perseverancia y esfuerzo he podido darme fuerzas para seguir adelante y triunfar en cada meta que me he proyectado; estoy eternamente agradecido por su valiosa ayuda.

Agradezco a mis hermanos y a mi novio por haberme brindado consejos y palabras de aliento para seguir adelante cumpliendo con las metas propuestas, de la misma a mis familiares y amigos por brindarme su apoyo.

Al Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc. por su asesoría y ayuda en este sendero del conocimiento, quien supo guiarme hasta poder cumplir con este Trabajo de Titulación que representa un nuevo peldaño en mi camino hacia la vida profesional.

También agradezco a mi Universidad por permitirme desarrollar mis conocimientos en la carrera que me apasiona y me motiva a convertir en un gran profesional. De igual manera, le doy gracias a cada uno de mis profesores de la carrera en Ingeniería en Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial, quienes me han inculcado sus saberes y experiencias para lograr formarme como un futuro profesional de la patria.

***Diana Marisol Caraguay Cumbicus***



## Índice de contenidos

<b>Portada.....</b>	<b>i</b>
<b>Certificación .....</b>	<b>ii</b>
<b>Autoría .....</b>	<b>iii</b>
<b>Carta de autorización . .....</b>	<b>iv</b>
<b>Dedicatoria.....</b>	<b>v</b>
<b>Agradecimiento .....</b>	<b>vi</b>
<b>Índice de contenidos.....</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de figuras.....</b>	<b>x</b>
<b>Índice de tablas.....</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de anexos .....</b>	<b>xv</b>
<b>1    Título .....</b>	<b>1</b>
<b>2    Resumen.....</b>	<b>2</b>
2.1    Abstract.....	3
<b>3    Introducción .....</b>	<b>4</b>
<b>4    Marco teórico.....</b>	<b>6</b>
4.1    Topografía.....	6
4.1.1    Levantamiento topográfico con cinta métrica.....	6
4.1.2    Topografía con estación total. ....	6
4.1.3    Topografía con vehículos aéreos no tripulados, Drone.....	7
4.2    Geología.....	7
4.2.1    Geología Estructural.....	8
4.2.2    Estudios geológicos.....	9
4.2.3    Levantamiento Geológico .....	10
4.2.4    Mapeo por afloramientos. ....	10
4.2.5    Calicatas, zanjas o pozos.....	11
4.3    Geotecnia .....	11
4.3.1    Estudio geotécnico .....	11
4.3.2    Estudio geotécnico preliminar.....	12
4.3.3    Métodos de exploración geotécnicos. ....	12
4.3.4    Código Ecuatoriano de la Construcción.....	16
4.4    Mecánica de suelos .....	16



4.4.1	Resistencia de los suelos .....	17
4.4.2	Clasificación de los suelos .....	17
4.5	Ensayos en laboratorio para muestras de suelo.....	18
4.5.1	Contenido de humedad.....	18
4.5.2	Análisis Granulométrico. ....	18
4.5.3	Tamaño de las partículas de un suelo.....	19
4.5.4	Mallas.....	19
4.5.5	Límites de Atterberg.....	19
4.5.6	Consolidación.....	20
4.6	Mecánica de rocas.....	21
4.6.1	Macizo Rocoso.....	21
4.6.2	Propiedades físico mecánicas de las rocas. ....	21
4.6.3	Ensayos en roca.....	21
4.6.4	Criterios de rotura.....	22
4.6.5	Clasificación Geomecánica de macizos rocosos .....	25
4.7	Parámetros ingenieriles.....	28
4.7.1	Capacidad portante.....	28
4.7.2	Asentamientos .....	32
4.7.3	Ángulo de corte .....	33
4.7.4	Zonificación geotécnica. ....	34
4.7.5	Plano de asentamientos .....	35
<b>5</b>	<b>Metodología .....</b>	<b>36</b>
5.1	Área de estudio. ....	36
5.1.1	Acceso .....	37
5.2	Materiales.....	38
5.3	Procedimiento .....	38
5.3.1	Metodología del primer objetivo.....	39
5.3.2	Metodología para el segundo objetivo. ....	45
5.3.3	Metodología para el tercer objetivo. ....	56
<b>6</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>68</b>
6.1.1	Topografía.....	68
6.1.2	Pendientes.....	71



6.1.3	Geología Local y estructural .....	73
6.2	Propiedades físicas y mecánicas de los geomateriales. ....	81
6.2.1	Ensayo de Penetración Estándar SPT (Método directo) .....	81
6.2.2	Sondeos Eléctricos Verticales SEV (Método indirecto) .....	83
6.2.3	Sísmica de refracción (Método indirecto) .....	88
6.2.4	Caracterización del macizo rocoso.....	91
6.3	Parámetros ingenieriles.....	97
6.3.1	Capacidad portante .....	97
6.3.2	Asentamientos .....	98
6.3.3	Ángulo de corte .....	99
6.3.4	Modelación en el software Slide. ....	99
6.3.5	Zonificación geotécnica. ....	101
<b>7</b>	<b>Discusión .....</b>	<b>103</b>
<b>8</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>108</b>
<b>9</b>	<b>Recomendaciones .....</b>	<b>110</b>
<b>10</b>	<b>Bibliografía .....</b>	<b>112</b>
<b>11</b>	<b>Anexos .....</b>	<b>117</b>



## Índice de Figuras:

<b>Figura 1.</b> Esquema de realización del Ensayo de Penetración Estándar (SPT). .....	13
<b>Figura 2.</b> Arreglo Schlumberger, electrodos fijos de potencial y electrodos móviles de corriente. ....	14
<b>Figura 3.</b> Arreglo Wenner, electrodos fijos de potencial y electrodos móviles de corriente..	15
<b>Figura 4.</b> Ondas de sísmica de refracción. ....	15
<b>Figura 5.</b> Determinación del GSI por condición conjunta y RQD.....	23
<b>Figura 6.</b> Guías para estimar el factor D. ....	24
<b>Figura 7.</b> Relación entre tensión principal y esfuerzo cortante en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb .....	25
<b>Figura 8.</b> Índice RQD.....	26
<b>Figura 9.</b> Ubicación administrativa del área de estudio.....	36
<b>Figura 10.</b> a). Acceso Quito – Loja, vía aérea. b) Quito - Loja, vía terrestre .....	37
<b>Figura 11.</b> a). Acceso Loja Macará, E35. b) Acceso Loja Macará, E69 .....	38
<b>Figura 12.</b> Levantamiento topográfico.....	40
<b>Figura 13.</b> Mapa geología regional .....	43
<b>Figura 14.</b> Elaboración de pozos de 1*1*1m.....	44
<b>Figura 15.</b> Disposición del equipo SPT en el primer punto.....	45
<b>Figura 16.</b> Obtención de datos del SEV con en Resistivímetro SAS 4000. ....	49
<b>Figura 17.</b> Geometría de adquisición.....	51
<b>Figura 18.</b> Equipo Sísmica PASI GEA24 para exploración geofísica.....	52
<b>Figura 19.</b> Caracterización del macizo rocoso.....	53
<b>Figura 20.</b> Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales. ....	59
<b>Figura 21.</b> Ábaco para determinación de $N\beta$ . ....	60
<b>Figura 22.</b> Coeficiente del valor FP en función del RMR y la Resistencia. ....	61
<b>Figura 23.</b> Corrección de la carga admisible por inclinación del talud, según la normativa francesa. ....	62
<b>Figura 24.</b> Propiedades del material existente en la primera capa.....	64
<b>Figura 25.</b> Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z. ....	65
<b>Figura 26.</b> Modelación del talud en base a el ángulo de corte.....	66
<b>Figura 27.</b> Proyección del plano de asentamiento de la infraestructura. ....	67
<b>Figura 28.</b> Topografía del área de estudio. ....	69



<b>Figura 29.</b> Perfil topográfico A – A’ .....	70
<b>Figura 30.</b> Perfil topográfico B – B’ .....	70
<b>Figura 31.</b> Pendientes del área de estudio.....	72
<b>Figura 32.</b> Ubicación de afloramientos y pozos realizados en el sector de estudio.....	73
<b>Figura 33.</b> Afloramiento N° 1.....	74
<b>Figura 34.</b> Diques observados en el primer afloramiento. ....	74
<b>Figura 35.</b> Parte central del primer afloramiento donde la roca se encuentra más disgregada .....	75
<b>Figura 36.</b> Parte final del primer afloramiento, dominada por diaclasas.....	75
<b>Figura 37.</b> Parte final del primer afloramiento. ....	76
<b>Figura 38.</b> Andesita localizada en el sector nororiental, en los drenajes menores. ....	76
<b>Figura 39.</b> Andesita residual localizada en el sector norte del área de estudio, cerca de los drenajes menores.....	77
<b>Figura 40.</b> Pozo número 1.....	77
<b>Figura 41.</b> Pozo número 2.....	78
<b>Figura 42.</b> Mapa estructural regional.....	78
<b>Figura 43.</b> Mapa geológico local del sector de estudio.....	79
<b>Figura 44.</b> Perfil geológico A – A’ .....	80
<b>Figura 45.</b> Perfil geológico B – B’ .....	80
<b>Figura 46.</b> Ubicación de los Ensayos de Penetración Estándar. ....	81
<b>Figura 47.</b> Disposición de los Sondeos Eléctricos Verticales.....	83
<b>Figura 48.</b> Curvas de resistividad SEV1.....	84
<b>Figura 49.</b> Curvas de resistividad SEV2.....	86
<b>Figura 50.</b> Curvas de resistividad SEV3.....	87
<b>Figura 51.</b> Disposición de la Línea Sísmica de Refracción. ....	88
<b>Figura 52.</b> Sismograma LS-01: a) Disparo 1 (junto a geófono 1); b) Disparo 2 (geófono 6-7); c) Disparo 3(junto a geófono 12) .....	89
<b>Figura 53.</b> Dromocrona de la LS-01. ....	89
<b>Figura 54.</b> Perfil sísmico de la LS-01. ....	89
<b>Figura 55.</b> Correlación de SPT’s SEV’s y Línea sísmica de refracción. ....	90
<b>Figura 56.</b> Macizo rocoso, andesita. ....	91
<b>Figura 57.</b> Estación de toma de datos de las juntas del macizo rocoso. ....	91
<b>Figura 58.</b> Primer escenario con un factor de seguridad de 2,37.....	100



**Figura 59.** Primer escenario, con carga sísmica de 0.21 y con un factor de seguridad de 1,478. .... 100

**Figura 60.** Segundo escenario con un factor de seguridad de 1,620..... 101

**Figura 61.** Segundo escenario, incluida la carga sísmica de 0.21 y con un factor de seguridad de 1.080..... 101

**Figura 62.** Zonificación geotécnica del área de influencia del sector de estudio. .... 102





## Índice de Tablas:

<b>Tabla 1.</b> Principales estructuras primarias y secundarias.....	8
<b>Tabla 2.</b> Clasificación general de los métodos de exploración más usuales.....	12
<b>Tabla 3.</b> Resistencia del suelo ante la adición de carga. ....	17
<b>Tabla 4.</b> Tamaños de mallas estándar. ....	19
<b>Tabla 5.</b> Clasificación de las rocas en función de la resistencia a la compresión simple. ....	22
<b>Tabla 6.</b> Clasificación de macizos rocosos mediante el RQD. ....	26
<b>Tabla 7.</b> Criterios para el cálculo del RMR .....	27
<b>Tabla 8.</b> Clasificación RMR de Bieniawski, versión 1989.....	28
<b>Tabla 9.</b> Aplicabilidad de los métodos para la determinación de la presión admisible en roca. .....	29
<b>Tabla 10.</b> Mecanismos de falla que se presentan bajo una cimentación en roca. ....	30
<b>Tabla 11.</b> Coordenadas geográficas de ubicación UTM/WGS84 .....	37
<b>Tabla 12.</b> Materiales y equipos empleados para el desarrollo del estudio.....	38
<b>Tabla 13.</b> Clasificación de pendientes Demek (1972) .....	40
<b>Tabla 14.</b> Sistema Unificado De Clasificación De Suelos (S.U.C.S.) .....	46
<b>Tabla 15.</b> Clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelos AASHTO.....	47
<b>Tabla 16.</b> Variaciones de $\eta H, \eta B \eta S \eta R$ .....	48
<b>Tabla 17.</b> Rangos de resistividades de materiales saturados.....	51
<b>Tabla 18.</b> Criterios para el cálculo del RMR .....	54
<b>Tabla 19.</b> Clasificación RMR de Bieniawski, versión 1989.....	55
<b>Tabla 20.</b> Factor de seguridad n para suelos y rocas.....	58
<b>Tabla 21.</b> Fm en dependencia de $\sigma c$ . ....	60
<b>Tabla 22.</b> Coeficientes de seguridad mínimos para cimentación a media ladera. ....	62
<b>Tabla 23.</b> Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ....	65
<b>Tabla 24.</b> Clasificación de pendientes en el sector de estudio. ....	71
<b>Tabla 25.</b> Ubicación de afloramientos encontrados en el sector de estudio. ....	73
<b>Tabla 26.</b> Ubicación de pozos .....	73
<b>Tabla 27.</b> Coordenadas de ubicación de los SPT .....	81
<b>Tabla 28.</b> Clasificación y descripción del primer SPT.....	82
<b>Tabla 29.</b> Clasificación y descripción del segundo SPT.....	82
<b>Tabla 30.</b> Resumen de datos de campo, laboratorio y resistencias. ....	82
<b>Tabla 31.</b> Coordenadas de ubicación de los SEV .....	83



<b>Tabla 32.</b> Datos obtenidos en campo – SEV 1.....	84
<b>Tabla 33.</b> Resultados obtenidos del SEV 1.....	85
<b>Tabla 34.</b> Datos obtenidos en campo – SEV 2.....	85
<b>Tabla 35.</b> Resultados obtenidos del SEV 2.....	86
<b>Tabla 36.</b> Datos obtenidos en campo – SEV 3.....	86
<b>Tabla 37.</b> Resultados obtenidos del SEV 3.....	87
<b>Tabla 38.</b> Coordenadas de ubicación LS 1.....	88
<b>Tabla 39.</b> Complejos sísmicos, velocidades de onda y correspondencia geológica.....	90
<b>Tabla 40.</b> Parámetros de cada capa de la línea sísmica.....	90
<b>Tabla 41.</b> Cálculo del RQD para el Macizo Rocoso de la estación 1.....	92
<b>Tabla 42.</b> Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 1 del macizo rocoso, .....	92
<b>Tabla 43.</b> Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.....	93
<b>Tabla 44.</b> Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 2 del macizo rocoso, .....	93
<b>Tabla 45.</b> Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.....	94
<b>Tabla 46.</b> Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 3 del macizo rocoso. .....	94
<b>Tabla 47.</b> Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.....	95
<b>Tabla 48.</b> Parámetros del RMR para la clasificación geomecánica de juntas 1, 2 y 3 del macizo rocoso.....	95
<b>Tabla 49.</b> Cohesión y ángulo de fricción según el criterio de rotura de Hoek y Brown.....	96
<b>Tabla 50.</b> Capacidad portante en base al SPT según Meyerhof. (1963).....	97
<b>Tabla 51.</b> Corrección de capacidad portante por inclinación del talud, según la normativa francesa.....	97
<b>Tabla 52.</b> Capacidad portante en base a la línea sísmica según Meyerhof. (1963).....	97
<b>Tabla 53.</b> Capacidad portante en base a la línea sísmica según Tezcan. (2009).....	97
<b>Tabla 54.</b> Capacidad portante en base al macizo rocoso según Serrano y Olalla (2001).....	98
<b>Tabla 55.</b> Corrección de capacidad portante por la normativa francesa.....	98
<b>Tabla 56.</b> Módulos de elasticidad según (Naranjo & Dranichnikov, 2012), en base a datos de la línea sísmica.....	98
<b>Tabla 57.</b> Asentamientos obtenidos con los datos de la sísmica de refracción.....	98
<b>Tabla 58.</b> Cálculo de ángulo de corte en base al ángulo de fricción y al FS.....	99
<b>Tabla 59.</b> Propiedades de cada capa, insertadas para la modelación en Slide.....	99



**Tabla 60.** Zonas de zonificación geotécnica. .... 102

**Índice de Anexos:**

**Anexo 1.** Mapa topográfico y perfiles topográficos ..... 117

**Anexo 2.** Mapa de pendientes..... 117

**Anexo 3.** Fichas de descripción de afloramientos ..... 118

**Anexo 4.** Fichas de descripción de pozos ..... 125

**Anexo 5.** Mapa geológico y perfiles geológicos ..... 127

**Anexo 6.** Resultados SPT de laboratorio ..... 127

**Anexo 7.** Resultados SEV..... 129

**Anexo 8.** Resultados Línea Sísmica ..... 131

**Anexo 9.** Toma de datos de campo del macizo rocoso..... 132

**Anexo 10.** Toma de datos de discontinuidades ..... 133

**Anexo 11.** Mapa de zonificación del área directa..... 134

**Anexo 12.** Certificación de traducción del resumen..... 135



**unl**

Universidad  
Nacional  
de Loja

*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

## **1 Título**

**Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.**



## 2 Resumen

En el presente trabajo de titulación denominado “Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja” se analizó la geología de sector y se determinó las propiedades físico mecánicas de los geomateriales presentes en el área de estudio, el mismo que comprende un área de 7.8 Ha, y del cual se puede dar a conocer su estado actual y en base a los resultados brindar la información necesaria previo a la implantación de esta obra.

En esta investigación se utilizó el levantamiento topográfico, levantamiento geológico y se elaboró el mapa de pendientes de igual manera se aplicó ensayos directos e indirectos como el Standar Penetration Testing (SPT), el Sondeo Eléctrico Vertical (SEV), Sísmica de Refracción y caracterización del macizo rocoso, para obtener información geotécnica que permita conocer las características geológicas–geotécnicas de la zona, la cual fue separada por capas y correlacionadas en base los datos obtenidos.

Los resultados descritos en el presente trabajo de titulación serán un insumo en la planificación de la construcción de esta obra, y con el que se podrá analizar la capacidad portante para diferentes capas y en base a distintos autores como Meyerhof, Tezcan y Serrano y Olalla, considerando también que las capacidades portantes obtenidas por métodos directos fueron corregidas por la inclinación de talud lo cual hizo que se disminuya considerablemente la capacidad, además de esto se obtuvo el análisis para los asentamientos y ángulos de corte recomendados en base a los ángulos de fricción y el factor de seguridad, con todo esto se puede ya proponer las medidas necesarias para la construcción como la profundidad de cota de cimentación de las estructuras.

*Palabras claves: geotecnia, capacidad portante, asentamientos en roca, ángulo de corte.*



## 2.1 Abstract

The present thesis case entitled "Geological-geotechnical study prior to the construction of a treatment and beneficiation plant in El Cardo, Macará canton, Loja province", analyzed the geology of the sector and the physical-mechanical properties of the geomaterials present in the study area were determined, the study area covers 7.8 hectares, and its current state can be described, besides this, based on the results, the necessary information can be provided prior to the implementation of this work.

During this research work, topographic and geological surveys were used and a slope map was elaborated, as well as direct and indirect tests such as Standard Penetration Testing (SPT), Vertical Electrical Sounding (VES), Refraction Seismic and characterization of the rock mass to obtain geotechnical information that allows us to know the geological-geotechnical characteristics of the area, which were separated by layers and correlated based on the data obtained.

The results described in this research study will be an input during the construction plan of this project, through this, it will be possible to analyse the bearing capacity of different layers based on different authors such as Meyerhof, Tezcan and Serrano and Olalla. Considering that the bearing capacities obtained by direct methods were corrected by the slope inclination which caused a considerable decrease in the capacity. In addition, the analysis was obtained for the settlements recommended shear angles based on the friction angles and the safety factor, by all this, it is possible to propose the necessary measures for the construction, such as the depth of the foundation level of structures.

**Keywords:** *geotechnics, bearing capacity, rock settlement, shear angle.*



### **3 Introducción**

La gran diversidad de nuestros sistemas geológicos proporciona así las condiciones necesarias para el desarrollo de eventos geológicos, generando consigo riesgos geológicos de cualquier escala y escenario en elementos vulnerables, además de las condiciones antrópicas constructivas específicas que aumentan la vulnerabilidad de los sectores más desfavorables.

Un estudio geológico-geotécnico es un elemento fundamental que debe tenerse en cuenta en la realización de un proyecto, ya que determina en gran medida la implantación del mismo, puesto que constituye una base para los trabajos previstos. Por este motivo, la elección del emplazamiento de una determinada estructura depende de las propiedades del terreno, ya que es preferible emplazarla en lugares con buenas propiedades geotécnicas y geológicas.

Con este estudio se analizan las propiedades físico mecánicas de los materiales que componen el terreno, para posteriormente aplicarlas en la implantación de obras de Ingeniería Civil, como es la construcción de la Planta de tratamiento y beneficio de minerales.

La zona donde se realizó el estudio geológico geotécnico se encuentra en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja. Dado que el principal problema es que no se ha realizado estudios preliminares para el emplazamiento de esta planta de tratamiento y beneficio, el estudio a realizarse tiene como fin alcanzar conocimientos que permitirán la construcción de esta infraestructura. Por lo tanto, para la instalación de este proyecto es importante saber cómo se encuentra constituido el terreno para futuras obras y si tendrá un buen comportamiento geológico y geotécnico.

La verificación de las propiedades geológicas y geotécnicas de las zonas elegidas para la cimentación de estas infraestructuras es, por tanto, una tarea necesaria y un punto de partida para las fases posteriores del proyecto.



**UNL**

Universidad  
Nacional  
de Loja

*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

Realizar un estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de la planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, Cantón Macará, Provincia de Loja”.

### **Objetivos específicos**

- Realizar el levantamiento Geológico - Estructural a detalle del área de estudio.
- Obtener los parámetros físico mecánicos de los materiales presentes en el área de estudio.
- Caracterizar geológica y geotécnicamente la zona destinada para construcción de la planta de tratamiento y beneficio.





## 4 Marco teórico

### 4.1 Topografía

La topografía es la técnica que consiste en medir la superficie terrestre y sus características y representarlas en cartas y planos. Estas características pueden ser elementos naturales como llanuras, colinas, montañas, cursos de agua, formaciones rocosas o bosques; o pueden ser objetos creados por el hombre como carreteras, rutas, edificios, ciudades o estanques. Una carta topográfica también puede indicar la pendiente de un terreno. En efecto, puede indicar los puntos en los que el nivel es más alto y aquellos en los que es más bajo, pero también la pendiente del terreno entre esos mismos puntos. (Food and Agriculture Organization of the United Nations, s.f.)

#### 4.1.1 Levantamiento topográfico con cinta métrica.

La medición de distancias es la base de la topografía, indistintamente de las irregularidades del terreno. La distancia entre dos puntos es la proyección en horizontal entre las plomadas que pasan por ese punto. El método más común para medir dos distancias es mediante una cinta (medición directa) conocido como encadenamiento y requiere tres o cuatro personas para su realización. (Navarro S. , 2014)

El teodolito es colocado en un extremo y la plomada la sujeta otra persona en el otro. Se sitúa el norte magnético (no geográfico) y a partir de ahí se tomará el ángulo hasta donde está la plomada. La plomada es un instrumento sencillo, pequeño y pesado con un hilo que sirve para localizar los puntos. Si no se dispone de un teodolito con su brújula integrada, se puede utilizar un Norte imaginario y una coordenada arbitral, lo que permite tomar las medidas con una cinta métrica y calcular los ángulos mediante la ley de los senos y cosenos. Además, para complementar esta última operación, también es necesario utilizar postes y estacas de madera para posicionar los puntos. (Camargo, 2014)

#### 4.1.2 Topografía con estación total.

La estación total es un sólo equipo que integra las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un medidor electrónico de distancias y un microprocesador para realizar los cálculos que sean necesarios para determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno. Entre las operaciones que realiza una Estación Total (Wolf y Brinker, 1997) puede mencionarse: obtención de promedios de mediciones múltiples angulares y de distancias, corrección electrónica de distancias por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura, correcciones por curvatura y refracción terrestre, reducción de la distancia



inclinada a sus componentes horizontal y vertical, así como el cálculo de coordenadas de los puntos levantados. (Pachas, 2009)

Se comienza haciendo estación en el punto topográfico y luego se procede a la nivelación del aparato. Para iniciar las mediciones es necesario orientar la Estación Total previamente, para lo cual se requiere hacer estación en un punto de coordenadas conocidas o supuestas y conocer un azimut de referencia, el cual se introduce mediante el teclado. Para la medición de distancias el distanciómetro electrónico incorporado a la Estación Total calcula la distancia de manera indirecta en base al tiempo que tarda la onda electromagnética en viajar de un extremo a otro de una línea y regresar. (Pachas, 2009)

#### **4.1.3 Topografía con vehículos aéreos no tripulados, Drone**

El uso de drones en topografía y cartografía es una práctica consolidada. Cada vez vemos más topógrafos que apoyan sus informes con ortofotos, mapas de elevación, nubes de puntos y curvas de nivel tomadas con drones y cámaras de alta resolución. (Aerial Insights, 2020)

El factor más importante es la seguridad, ya que el topógrafo no tiene que transportar la estación a lugares potencialmente peligrosos, minimizando así los riesgos asociados a esta profesión, puede obtener un mayor conocimiento del lugar y su entorno al poder llegar a espacios inaccesibles como acantilados y prados rodeados de árboles, etc., y puede capturar un mayor número de puntos para realizar planimetrías. La topografía con drones proporciona mucha más información gráfica que la topografía tradicional gracias a las cámaras avanzadas. Por otro lado, la información es mucho más completa en cuanto al color de las imágenes, la mayor resolución y realismo del terreno, el ahorro de costes, un levantamiento topográfico que hace años podía suponer importantes costes para una empresa se ha reducido hasta en un 70% gracias a esta tecnología. (Santana, O. et al., 2020)

## **4.2 Geología**

Tarbuck E et al., (2005), señala que la geología es la ciencia que se encarga del estudio de la Tierra, su origen, formación y evolución de los materiales, estructuras que la componen. Se encuentra dividida en geología histórica y física; la geología física estudia los materiales que componen la tierra y busca comprender los diferentes procesos que actúan debajo y encima de la superficie terrestre, mientras que la geología historia se adentra en analizar y comprender el origen de la tierra y su evolución a lo largo del tiempo, prácticamente la geología es la ciencia que persigue la comprensión del planeta Tierra (J. Tarbuck et al., 2005), razón por la cual se hace imprescindible el identificar el tipo de materiales existentes en la zona donde se

implantará la Planta de Tratamiento y Beneficio de Minerales, determinar su litología, correlacionar la información levantada en el campo con la existente de trabajos realizados en zonas cercanas al lugar de estudio.

#### 4.2.1 Geología Estructural

Belousov., (1979) exterioriza que la geología estructural es una parte de la geotectónica, es decir, de la asignatura geológica que estudia las particularidades de la estructura y desarrollo de la corteza terrestre afines con los procesos mecánicos, movimientos y deformaciones que tienen lugar en la tierra.

La geología estructural tiene relación directa con disciplinas geológicas como la mecánica de suelos, mecánica de rocas y la geotecnia. Es bastante importante en geología para entender el origen y la formación de yacimientos, entender cómo se formó el actual modelo topográfico de la superficie terrestre. (Geoxnet, 2019)

Una estructura geológica es el arreglo espacial y temporal particular que guardan los componentes rocosos o un conjunto rocoso. Las estructuras geológicas presentan características geométricas distintivas y otros rasgos característicos de los que sobresalen la forma, el tamaño, sus límites, sus relaciones, su orientación, el tipo de material, su distribución geográfica, etc. Las estructuras geológicas de acuerdo con su origen, y características se dividen en primarias y secundarias, así como se muestran en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Principales estructuras primarias y secundarias.

ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS			
PRIMARIAS		SECUNDARIAS	
ROCAS ÍGNEAS		ROCAS SEDIMENTARIAS	CUALQUIER TIPO DE ROCA
INTRUSIVAS	EXTRUSIVAS	ESTRATIFICACIÓN	PLIEGUES
Dique	DERRAMES	Cruzada	Anticlinal
Manto	O	Tabular	Sinclinal
Lacolito	COLADAS	Convoluta	Anticlinorio
Batolito	Acordeada	Gradada	Monoclinal
Facolito	Pahoehoe	Lenticular	Homoclinal
Lopolito	En bloque	Flaser	
Tronco	Pillow lava		
Diaclasa			
VOLCANES		FALLAS	
Escudo	IMBRICACIÓN	Normal: Horst, graben	
Estrato volcán	LAMINACIÓN	Inversa: Cabalgadura, sobrecorrimento, napa, klippe	
Cinerítico	MARCAS DE CARGA	Lateral: Izquierda, derecha.	
DOMO	HUELLA DE LLUVIA	FRACTURAS	
CALDERA	MACAS DE BASE	FOLIACIÓN	
DIACLASA	GRIETAS DE DESECACIÓN		
VESÍCULA	RIZADURAS		
PISOLITO			



---

Oscilación  
Corriente

---

ESTRUCTURAS  
ORGÁNICAS

---

Estromatolitos  
Galerías  
Arrecifes

---

Nota: Obtenido de (Arellano, Llata, Carreón, Villareal, & Morales, 2002).

**Dique.** Los diques suelen formar enjambres de varios diques. Rara vez se encuentran solas, excepto cuando sólo unas pocas quedan expuestas por la erosión. A menudo están asociadas a cuerpos metamórficos profundos, pero en las zonas donde predominan los procesos tectónicos extensionales, como el fallamiento, parecen estar asociadas a coladas de lava sin relación con otros cuerpos ígneos. Según el diseño de su distribución a lo largo de la topografía, se describen como diques anulares, radiales o diques longitudinales. El contacto entre el dique y la roca caja es en forma de red y consiste en superficies planas paralelas. A menudo, este contacto es una superficie con menor cohesión que la cohesión del terraplén o del lecho rocoso. Esto se debe al fuerte contraste reológico entre el dique y la roca madre. (Llambías., 2001)

**Pliegues.** Son ondulaciones creadas por la deformación plástica de la roca y su tamaño puede oscilar entre unos pocos centímetros y varios cientos de kilómetros. Las ondulaciones se producen principalmente en los bordes de presión de las placas, es decir, en las zonas de subducción, normalmente a gran profundidad. Las rocas que muestran un comportamiento frágil en la superficie a menudo se deforman plásticamente en profundidad por tensiones de compresión y cizallamiento y cambian a un comportamiento dúctil. Para un determinado tipo de roca, la geometría de los pliegues puede proporcionar información aproximada sobre el mecanismo de formación y la profundidad a la que se formaron. (Reyes., 2017)

**Fracturas.** Pueden ser fallas o diaclasas ambas suponen un origen usual, se explica por el origen común de la liberación de energía de compresión a través del límite plástico de la roca. En el caso de las fallas una masa está muy desplazada con respecto a la otra, pero no ocurre lo mismo con las diaclasas.

**Discordancias estratigráficas.** Es el punto de contacto entre dos capas que no están directamente relacionadas en el tiempo porque faltan una o más capas, y se denomina brecha estratigráfica. Generalmente, las discontinuidades se deben al levantamiento de una cuenca sedimentaria, que interrumpe la sedimentación, seguido de la erosión de los estratos.

#### 4.2.2 Estudios geológicos.

Paladines y Soto (2010), indican que el conocimiento de la tierra es esencial para el desarrollo sostenible y riqueza de los pueblos. El estudio geológico en la naturaleza tiene por



objetivo determinar el comportamiento del terreno como material de construcción para obras ingenieriles, debido a que el terreno es un factor fundamental a tener en cuenta en la ejecución de proyectos ya que los condiciona de forma importante por constituir el medio en el que se sustentarán las obras que en ellos se proyecten. Es por ello que se debe recopilar distintas características que sea un buen cimiento para una futura obra. Por consiguiente, el emplazamiento de una obra en específico depende de las características del suelo considerando su ubicación en aquellos que presenten un buen comportamiento geotécnico geológico.

#### **4.2.3 Levantamiento Geológico**

Rodriguez (2017), señala que la base de la geología es el trabajo de campo, y el documento que resulta es el mapa geológico en el cual se describen los tipos de roca que se encuentran en la tierra al igual que las relaciones de contacto entre estas. De igual manera se detallan los rasgos estructurales de las rocas los cuales pueden ser primarios o secundarios, entre los primarios se tiene estratificación, rizaduras, vesículas, etc., y en los secundarios las fracturas, foliación, pliegues, etc., un mapa geológico incluye tanto datos duros como cierto grado de interpretación; en un buen mapa geológico, es muy clara la diferencia entre los datos y las inferencias.

El objetivo del levantamiento geológico en el área de estudio es el obtener un mapa que ponga en evidencia los materiales constitutivos de la zona, las condiciones y procesos geológicos que han intervenido, datos que se constituye como la base para lograr desarrollar el estudio geotécnico. El mapa base donde volcaremos la información geológica que conducirá al mapa geológico debe ser un mapa topográfico. Contar con información del relieve resulta imprescindible, ya que la interrelación entre la topografía y los planos geológicos permitirá predecir, por ejemplo, la traza de afloramiento de contactos litológicos, la traza de fallas y en general de cualquier rasgo geológico planar en zonas pobremente expuestas. (Echeveste & López, 2017)

#### **4.2.4 Mapeo por afloramientos.**

El mapeo de afloramientos es la base de gran parte de la cartografía geológica detallada a escalas de 1:10.000 y más grandes. Muchos terrenos están compuestos de exposiciones de rocas más o menos dispersas separadas por zonas cubiertas por depósitos superficiales, vegetación, hielo, agua, etcétera. En este método, el geólogo debe examinar tantas exposiciones como sea posible. La extensión de cada afloramiento, o el grupo de afloramientos, se indica en el mapa de campo con el lápiz de color apropiado para ese tipo de roca o formación. En la mayoría de las áreas, el mapeo de afloramiento puede hacerse mucho más rápidamente e incluso con mayor precisión que hace unos años atrás gracias a la tecnología GPS y la



disponibilidad de imágenes de satélite de alta resolución. Los contactos litológicos en los afloramientos se marcarán con trazos llenos mientras que los contactos inferidos en las zonas cubiertas se marcarán con trazos discontinuos. (Echeveste & López, 2017)

#### **4.2.5 Calicatas, zanjas o pozos.**

Las calicatas, zanjas, rozas, pozos, etc., consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos o manuales con pico y lampa, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos directamente en campo. (Alva, 2008)

##### **Ventajas**

Acceso directo al terreno.

Observación directa de la litología, estructura, discontinuidades, etc.

Extracción de muestras disturbadas e inalteradas de gran tamaño para la realización de ensayos y análisis.

Bajo coste y rapidez de realización, constituyen un elemento habitual en cualquier tipo de investigación en el sector. (Alva, 2008)

##### **Desventajas**

Profundidad limitada

Paredes inestables ante la presencia de agua

### **4.3 Geotecnia**

De acuerdo a Holtz & Kovacs (1981), la geotecnia, es la aplicación de la tecnología de la Ingeniería Civil al manejo de los materiales de la corteza del planeta. Usualmente se estudia sólo los materiales naturales que se encuentran cerca de la superficie de la tierra.

Según Pascual (2005), la geotecnia engloba técnicas de campo y de laboratorio, las cuales nos permiten conocer el terreno del área de estudio para utilizarlo apropiadamente como elemento de construcción, ya sea directamente como material o como soporte de una estructura determinada como las cimentaciones.

#### **4.3.1 Estudio geotécnico**

Un estudio geotécnico es el conjunto de actividades que nos ayuden con la obtención de información geológica y geotécnica del terreno en estudio, que es indispensable para la elaboración de una obra de construcción. (Lomoschitz, 2005).

En base a la NEC (2015), son actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un



comportamiento adecuado de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

### 4.3.2 Estudio geotécnico preliminar

Una serie de actividades necesarias para acercarse a las características del suelo con el fin de determinar las condiciones que limitan su uso, los problemas que pueden surgir, los criterios para el suelo y los parámetros generales para el desarrollo del proyecto. El estudio debe incluir información general sobre el entorno geológico y topográfico, las características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para el desarrollo del proyecto, incluida la zonificación local, los riesgos geológicos, las normas generales de cimentación y las obras de mejora del terreno. La realización de dicho estudio quedará a discreción del ingeniero geotécnico, teniendo en cuenta el alcance y las particularidades del proyecto. (NEC, 2015)

### 4.3.3 Métodos de exploración geotécnicos.

La identificación de los métodos de análisis del suelo puede ayudar a determinar cuál es el más adecuado para la actividad prevista. Existen dos categorías de métodos de exploración del suelo: los métodos directos y los indirectos.

La tabla 2 ofrece una amplia clasificación y una breve descripción de los métodos de exploración más comunes:

**Tabla 2.** Clasificación general de los métodos de exploración más usuales.

	Método de exploración	Descripción
<b>MÉTODOS DIRECTOS</b>	Pozos a cielo abierto.	Es el método más satisfactorio para determinar el estado del subsuelo. Se excava un hoyo suficientemente grande y se entra en él para examinar las distintas capas del suelo original, tomando muestras alteradas e inalteradas.
	Pala posteadora.	Se trata de un método de exploración manual a poca profundidad en el que se introduce un taladro en el suelo y se toma una muestra representativa de material alterado pero húmedo.
	Tubo Shelby.	Consiste en un tubo cónico con un diámetro de 7,5-10 cm, que puede impulsarse a presión para obtener una muestra relativamente inalterada de suelo blando o semiduro de grano fino.
	Sondeo de penetración estándar.	En este método, se recogen muestras de suelo alterado y se mide la resistencia al cizallamiento mediante el número de golpes que el penetrómetro da en el suelo a lo largo de una distancia de 30 cm.
	Muestreador Denison.	Consiste en dos tubos concéntricos que se hinca en el suelo para obtener muestras alteradas o inalteradas con ayuda de la inyección de fluido de perforación.
<b>MÉTODOS INDIRECTOS</b>	Método sísmico.	La idea es utilizar una pequeña cantidad de explosivo, por ejemplo nitroamoniaco, y detonarlo en un punto concreto de la zona que se va a explorar. Este método se basa en la velocidad de propagación de las ondas oscilatorias.
	Método de resistividad eléctrica.	La presencia o ausencia de roca subterránea se determina haciendo pasar una corriente eléctrica a través del suelo, lo que aumenta o disminuye la resistencia eléctrica.



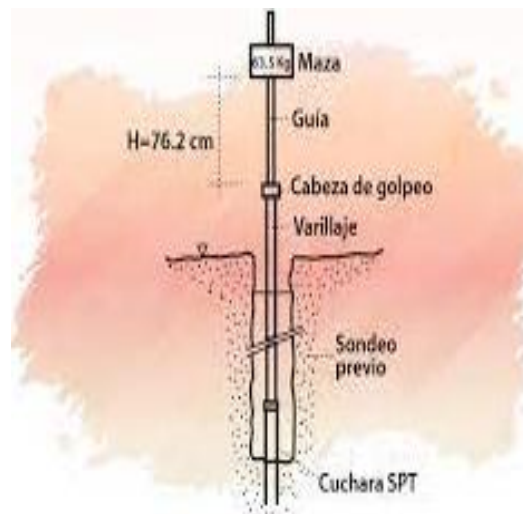
Métodos magnéticos y gravimétricos.	En primer lugar, se utilizan magnetómetros para medir la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona en cuestión. El método gravimétrico mide la aceleración del campo gravitatorio en distintos puntos de la zona de estudio.
-------------------------------------	---

Nota: Fuente: (Arciniega, s.f.).

A continuación, se detalla un poco más de los ensayos más usados para estudios de suelos.

**Ensayo de penetración estándar (SPT).** El SPT es el método de ensayo “InSitu” usado para conocer las condiciones de compresibilidad y resistencia de suelos, permite medir la resistencia a la penetración de un muestreador y de igual manera tiempo permite obtener muestras para ser ensayadas posteriormente en un laboratorio.

El procedimiento del Ensayo está indicado en la norma ASTM D-1586. Este consiste en hincar sobre el suelo un muestreador de caña partida cuya parte inferior está unida a un anillo cortante o zapata y la parte superior a una válvula junto con una pieza de conexión a la línea donde se realizará la perforación. El muestreador tiene un diámetro interno de 35 mm y externo de 51 mm, para el clavado se emplea un martillo de 63,50 Kg de peso que se deja caer de manera libre a una elevación de 76 cm. La longitud de clavado es de 4,50 cm en tres intervalos de 1,50 cm, separando el primer tramo por encontrarse en material disturbado.



**Figura 1.** Esquema de realización del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Nota: Obtenido de (Devicenzi & Frank, 1995)

Los resultados de estas pruebas pueden verse influidos por determinados factores:

- Preparación junto con la calidad de la perforación.
- Diámetro de la perforación y longitud de la varilla.
- Dispositivo de impacto: existen sistemas manuales y automáticos cuyos resultados difieren significativamente. Deben utilizarse equipos automáticos que garanticen la



aplicación de la misma energía de impacto en todos los casos. (González de Vallejo, et al. 2004)

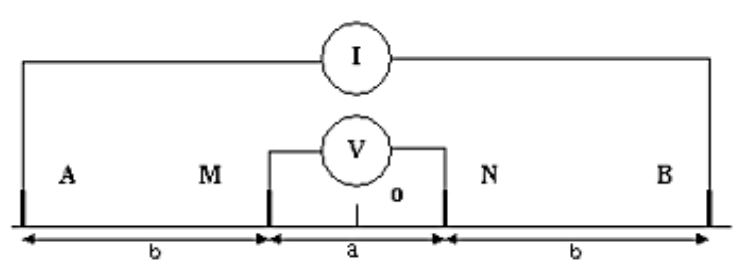
**Sondeo Eléctrico Vertical (SEV).** En el año 2008 Auge., manifiesta que considera al sondeo como un conjunto de determinaciones de la resistividad aparente, efectuadas con el mismo tipo de dispositivos lineal y separación creciente entre los electrodos de emisión y recepción. Un SEV tiene como objetivo obtener un modelo de variación de la resistividad aparente en función de la profundidad, esto mediante mediciones realizadas en superficie. A medida que aumenta la distancia entre A-B, la profundidad alcanzada por la corriente aumenta, pese a que por lo general no hay alguna relación de proporcionalidad entre estas.

El método de resistividad eléctrica por corriente continua, en la modalidad de sondeos eléctricos verticales (SEV) es una técnica relativamente sencilla y económica cuyo objetivo es delimitar varias capas en el subsuelo, obteniendo sus espesores y resistividades, y posteriormente correlacionarlo con la litología y variaciones de humedad para determinar presencia de acuíferos.

La resistividad eléctrica es la habilidad de un material para resistir el flujo de la corriente a través de él.

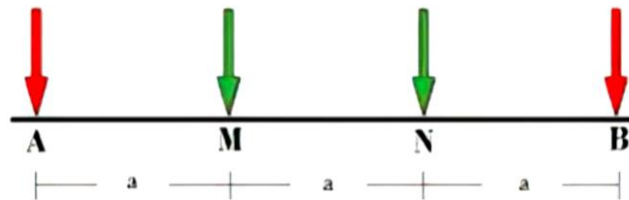
Los SEV permiten comprender de manera rápida la estructura del subsuelo de forma indirecta, la resistividad de diferentes suelos dependerá principalmente de la composición mineralógica, las propiedades físico mecánicas y el grado de saturación de los materiales que están componiendo el subsuelo. (González de Vallejo, et al. 2004)

En la Figura 2 se puede observar el arreglo de Schlumberger el cual consiste en determinar las resistividades aparentes mediante medidas en superficie con cuatro electrodos denominados A, M, N, B, que se ubican en posiciones diferentes con una separación que puede ir aumentando en dependencia de ciertos factores. Los datos de campo para el cálculo de las resistividades y espesores se consiguen mediante el empleo del software computacional de interpretación. (Auge, 2008).



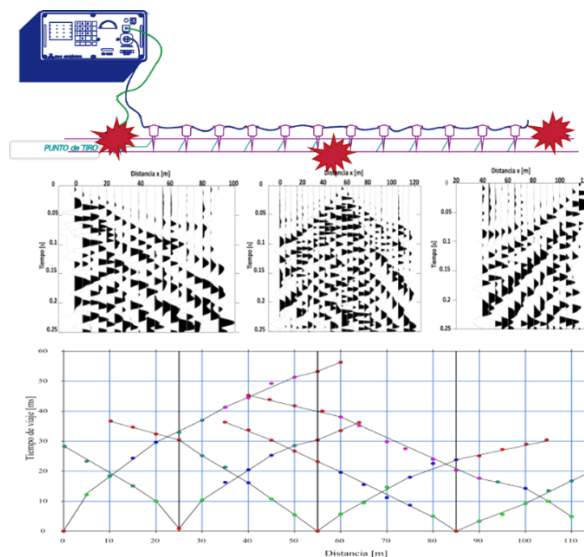
**Figura 2.** Arreglo Schlumberger, electrodos fijos de potencial y electrodos móviles de corriente.  
Nota: Obtenido de (Auge, 2008)

Con el arreglo Wenner prácticamente se emplea un dispositivo en donde los electrodos se disponen equidistantes sobre una línea en el orden AMNB, a medida que aumenta la distancia entre los electrodos de corriente, aumenta la distancia de los electrodos de potencia, de forma que se cumpla esta relación  $AM = MN = NB = a$ , como se muestra en la Figura 3.



**Figura 3.** Arreglo Wenner, electrodos fijos de potencial y electrodos móviles de corriente.  
Nota: Obtenido de (Auge, 2008)

**Sísmica de refracción.** Sirve para estudiar la respuesta del subsuelo ante la propagación de la onda de compresión (P) producida por medios mecánicos desde superficie. La velocidad de propagación de esta onda está relacionada con la compacidad de los materiales del subsuelo, proporcionando datos de las características geomecánicas del sector. (GEOTEM, 2016). Una de las aplicaciones de mayor provecho es conocer la profundidad del basamento ya sea ígneo o metamórfico de las cuencas sedimentarias, donde la velocidad de tránsito es mucho mayor que en las rocas suprayacentes. Incluso es útil para mapear las cuencas, destacando sus depocentros, áreas marginales, estructuras mayores y principales fallas, a veces en combinación con datos conseguidos a partir de métodos potenciales (gravimetría, aeromagnetometría, SEV profundos) (Chelotti, L, et al., 2020).



**Figura 4.** Ondas de sísmica de refracción.  
Nota: Fuente: (Arciniega, s.f.).



Los materiales compactos tienen velocidades de ondas P más altas, mientras que los materiales no sólidos tienen velocidades de ondas P más bajas. Las mediciones de refracción sísmica se realizan a lo largo del perfil longitudinal de varios sensores alineados (geófonos) con diferentes impactos situados en ambos extremos y en el centro. (GEORYS INGENIEROS S.A.C, 2016)

Conociendo el tiempo de viaje y la distancia entre la fuente y el geófono, se puede determinar la velocidad de propagación del medio entre ambos. El método de refracción sísmica permite reconstruir perfiles bidimensionales de ondas P ( $V_p$ ) en función de la profundidad a lo largo de la línea de geófonos. Estas velocidades están controladas por parámetros elásticos que describen el material y pueden correlacionarse con una serie de propiedades geomecánicas. (GEORYS INGENIEROS S.A.C, 2016)

#### **4.3.4 Código Ecuatoriano de la Construcción.**

De acuerdo con el NEC-2015 en la sección de geotécnica y cimentaciones (GC) las investigaciones de campo, investigación del suelo, análisis y recomendaciones técnicas para el diseño y construcción de estructuras en contacto con el suelo para garantizar el correcto funcionamiento de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificios, puentes, torres, silos y otras obras, para proteger la vida humana y los detalles necesarios para evitar interferencias o daños a las estructuras adyacentes.

El componente Peligro Sísmico – Diseño Sismoresistente (DS), presenta los requisitos y métodos utilizados para el diseño sísmico de edificios y otras estructuras, complementados con normas extranjeras reconocidas. La sección "Geología local" define la clasificación del suelo utilizada para el diseño sísmico, y los parámetros utilizados para la clasificación corresponden a los 30 m superiores del suelo. (NEC-SE-DS)

#### **4.4 Mecánica de suelos**

Duque y Escobar (2015), referencian a Terzaghi K., quien define la mecánica de suelos como la aplicación de las leyes de la hidráulica y la mecánica a los problemas de ingeniería relacionados con los sedimentos resultantes de la descomposición mecánica o química de las rocas, contengan o no materia orgánica, y con los depósitos no consolidados de partículas sólidas.

Incluye:

- Teorías acerca del comportamiento de los suelos bajo cargas de cimentación.
- Indagación de las propiedades físicas de los suelos.
- Aplicación de conocimientos teóricos y empíricos a problemas prácticos.



#### 4.4.1 Resistencia de los suelos

El suelo es un agregado natural de partículas minerales de diferentes tamaños y cantidades. Se componen de materiales con diferentes capacidades de carga y, sobre todo, con propiedades específicas relacionadas con su resistencia.

La resistencia del suelo es una medida de cuántas toneladas por metro cuadrado puede soportar una superficie de suelo. Existen dos tipos de terreno, el blando y el rocoso, en función de los componentes que lo forman (véase la tabla 3). (Comisión Nacional de Vivienda, 2010).

**Tabla 3.** Resistencia del suelo ante la adición de carga.

<b>TERRENOS SUAVES</b>		<b>RESISTENCIA ton/m<sup>2</sup></b>
<b>SUELO</b>	Gravas y arenas mezcladas con arcilla seca.	40 a 60
	Arcilla seca en capas gruesas	Hasta 40
	Arcilla medianamente seca en capas gruesas	Hasta 30
	Arcillas blandas	10 a 15
	Arena compacta, conglutinada, compacta.	Hasta 40
	Arena limpia y seca, en sus lechos naturales y compactos.	Hasta 20
	Tierra firme y seca, en sus lechos naturales	Hasta 4
	Terrenos de aluvión.	5 a 15
	Los terrenos del valle de México.	2 a 5
	<b>TERRENOS ROCOSOS</b>	
<b>SUELO</b>	Roca granítica	Hasta 300
	Piedra caliza en los lechos compactos.	Hasta 250
	Piedra arenisca, en lechos compactos	Hasta 200
	Roca blanda o esquistos	80 a 100
	Gravas y arenas compactas	60 a 100
	Gravas secas gruesas, compacta.	Hasta 60

Nota: Obtenido de Comisión Nacional de Vivienda, 2010.

#### 4.4.2 Clasificación de los suelos

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue planteado por Arthur Casagrande en 1942, años más tarde fue ligeramente modificado y adoptado por el ASTM (American Society For Testing and Materials) como método de clasificación estándar. (González de Vallejo, et al. 2004)

Este sistema es empleado en el campo geológico para describir el tamaño y textura de las partículas de un suelo y puede ser aplicado en gran parte a los materiales sin consolidar, es representado mediante un símbolo con 2 letras, donde cada una de estas letras es descrita. Para clasificar el suelo se debe realizar una granulometría del suelo a través de tamizado.

**Método S.U.C.S.** Tiene su propia nomenclatura, y para suelos granulares tiene las abreviaturas G, S, W, P. Se han clasificado los suelos en cuatro grandes grupos: Gravas, Arenas, Limos, Arcillas, esto en dependencia de su granulometría y según Normas D.I.N, AENOR, ASTM, etc. (González de Vallejo, et al. 2004)

En la práctica estándar para Clasificación de los suelos para fines de ingeniería (SUCS) describe un sistema de clasificación de minerales y suelos organo-minerales para fines de



ingeniería basados en la determinación de laboratorio de características de tamaño de partícula, límite líquido, índice de plasticidad y se utilizará cuando sea preciso clasificarlo. (ASTM, Designation: D2487 – 11, 2013)

Considerando que se cuenta con un diagrama de flujo para la clasificación de suelos de grano fino (50% o más pasa el tamiz No. 200), un diagrama de flujo para la clasificación de suelos orgánicos de grano fino (50% o más pasa el tamiz No. 200) y otro diagrama de flujo para la clasificación de suelos de grano grueso (más del 50% retenido en el tamiz No. 200). (ASTM, Designation: D2487 – 11, 2013)

**Método AASHTO.** El sistema de clasificación AASHTO define siete grupos principales de suelos y agregados con base en la determinación en el laboratorio de granulometría, LL y LP: A-1 a A-7. Material granular corresponden a los grupos A-1, A-2 y A-3, siendo éstos aquellos que el 35 % o menos de las partículas pasan el tamiz N° 200. Los suelos que en el ensayo granulométrico más del 35 % pasa el tamiz N° 200 son granulares finos e identificados como A-4, A-5, A-6 y A-7. El 8vo grupo concierne a suelos orgánicos. (Bowles J, 1980).

#### **4.5 Ensayos en laboratorio para muestras de suelo.**

##### **4.5.1 Contenido de humedad**

El contenido de humedad es un ensayo de laboratorio que sirve para determinar la cantidad de agua dentro de una cantidad de suelo considerando su peso en seco determinado por la norma (ASTM D2216- 71).

##### **4.5.2 Análisis Granulométrico.**

El análisis granulométrico tiene como objetivo determinar la proporción de las diferentes granulometrías que presenta un suelo, es decir, mediante este análisis se sabe que cantidad de suelo comprende cada intervalo granulométrico. Este ensayo se realiza tomando la muestra inicial que será separada desde gruesos hasta finos, el análisis se realiza por separado, sin olvidar lavar previamente la muestra para separar las partículas más finas que pueden quedar unidas en la parte exterior de los granos. (Bartolomé., s.f.)

En cuanto al tamizado se puede emplear una tamizadora automática. Para los finos se utiliza las mallas de la serie que va del 2 hasta el 0,25. Al conocer la cantidad de suelo en peso retenida por cada tamiz, se realiza una gráfica en donde se representa la cantidad de suelo con respecto al tamaño de grano dando como resultado una curva en función de las características del suelo por lo general es más o menos recta. Por lo tanto, suelos con curvas similares tendrán



un similar comportamiento granulométrico. (Bartolomé., s.f.) Este análisis se basa en la norma ASTM D 421 – 58.

#### 4.5.3 *Tamaño de las partículas de un suelo*

Según Braja D., (2001) se establece que los tamaños de las partículas que conforman un suelo varían en amplio rango. En general, según el tamaño predominante de las partículas, los suelos son llamados grava, arena, limo o arcilla. Así:

- Gravas, son fragmentos de rocas con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.
- Las partículas de arena, formadas principalmente de cuarzo y feldespatos.
- Limos, son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunos fragmentos de minerales micáceos. (Braja D, 2013)

Las arcillas consisten en partículas submicroscópicas de tamaño menor a 0.002 mm de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Presentan plasticidad al mezclarse con una cantidad limitada de agua.

#### 4.5.4 *Mallas*

Las mallas para realizar la granulometría por el método del tamizado se expresan en función de la apertura de sus orificios en pulgadas cuadradas hasta antes de la malla número 4. A partir de la malla número 4 se expresan por numeración que representa el número de orificios por pulgada lineal que posee la malla. (Norma ASTM, E11) Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas se muestran en la Tabla 4 a continuación.

**Tabla 4.** Tamaños de mallas estándar.

Malla N°	Abertura tamiz (µm)
3	75000
2	50000
1 ½	37500
1	25000
¾	19000
½	12500
3/8	9500
4	4750
10	2000
20	850
40	425
60	250
100	150
200	75

Nota: Obtenido de Braja D, Fundamento de Ingeniería Geotécnica, (2001)

#### 4.5.5 *Límites de Atterberg*

Braja D. (2011) hace referencia a que en el momento en el que un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad abundante de agua, puede fluir a modo de un semilíquido. Al secarse



el suelo gradualmente, se comportará como un material semisólido, sólido o plástico, es decir de cualquier forma en dependencia de su contenido de humedad. El límite líquido (LL) es el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo pasa de un estado líquido a plástico. Mientras que el límite plástico (LP) y límite de contracción (LC) suceden cuando el contenido de humedad, en porcentaje, el suelo pasa de un estado plástico a uno semisólido y así como de un estado semisólido a uno sólido, respectivamente.

#### 4.5.6 Consolidación.

Braja D., (2013) define a la consolidación de la siguiente manera: cuando una capa de suelo saturado se somete a un incremento de esfuerzo, la presión del agua intersticial aumentará. En suelos arenosos muy permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de agua intersticial se completa inmediatamente. El drenaje de agua intersticial va junto con la reducción en volumen de la masa de suelo, llevando a cabo el asentamiento.

En resumen, se denomina consolidación de un suelo a la reducción de volumen de los suelos finos cohesivos como las arcillas y limos plásticos, generado por la actuación de cargas en su masa, se va dando en el intervalo de tiempo largo por lo general. Producen hundimientos verticales en cimentaciones que pueden llegar a romper si se provocan con gran amplitud.

**Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio.** Según la norma ASTM Test Designation D-2435, se pueden realizar ensayos de laboratorio en muestras de arcilla saturada sin alterar, para conocer el asentamiento por consolidación producido por varias cargas incrementales. Las muestras de prueba normalmente son de 6,35 cm de diámetro y 2,54 cm de altura.

**Presión de preconsolidación.** La presión de preconsolidación,  $\sigma'_c$ , es la presión de sobrecarga máxima a la que se ha sometido la muestra de suelo. Se obtiene utilizando un procedimiento gráfico planteado por Casagrande (1936).

Los depósitos naturales de los suelos se los puede encontrar normalmente consolidados o sobreconsolidados. Si la presión de sobrecarga efectiva presente  $\sigma' = \sigma'_c$  o es igual a la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$  el suelo está normalmente consolidado. Si  $\sigma'_o < \sigma'_c$ , se denotará que el suelo está sobreconsolidado. (Braja, 2013)

**Índice de compresión.** El índice de compresión  $C_c$ , es la pendiente de la parte de la línea recta específicamente la última parte) de la curva de carga.

Uno de los motivos es porque el suelo se remodela entre sí hasta un punto determinado en la exploración de campo. (Terzaghi y Peck, 1967).

**Índice de expansión.** El índice de expansión ( $C_s$ ), hace referencia a la pendiente de la parte de descarga de la curva e-log  $\sigma'$ , por lo tanto, el método requiere que una muestra del





suelo sea restringida lateralmente y que se cargue axialmente con aumentos de carga los cuales tienen que ser de manera constante y aplicados hasta que se pueda observar que todo el exceso de la presión de agua en los poros sea disipado en cada incremento. (Braja, 2013)

#### **4.6 Mecánica de rocas**

##### **4.6.1 Macizo Rocoso.**

En base a Ramírez O. y Alejano M. (2004) el macizo rocoso es la forma en la que se presentan las rocas en un medio natural. El cual estará comprendido por roca y estructura, mismas que contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues entre otras estructuras.

##### **4.6.2 Propiedades físico mecánicas de las rocas.**

Las propiedades físicas de las rocas son las que determinan su comportamiento mecánico, su cuantificación se realiza mediante técnicas específicas y los respectivos ensayos de laboratorio. Algunas propiedades físicas más relevantes son:

- Peso específico
- Porosidad
- Durabilidad.
- Contenido de agua
- Densidad

(González de Vallejo, et al. 2004)

Para determinar las propiedades físicas de las rocas, es habitual realizar ensayos según procedimientos normalizados para que los datos obtenidos sean comparables. (Benavente et al., 2004)

Al encontrarse las rocas sometidas en un campo tensional compresivo, se genera una de las dificultades más prescindibles de la mecánica de rocas, que conlleva a determinar las propiedades mecánicas de las mismas siendo deformación, resistencia y permeabilidad, las cuales son determinadas principalmente por ensayos de compresión, entre estos ensayos se tiene el ensayo de resistencia a la compresión simple, ensayo de carga puntual, ensayo triaxial, ensayo de resistencia a la tracción indirecta y ensayo de durabilidad. (Ramírez & Alejano, 2004)

##### **4.6.3 Ensayos en roca.**

Para identificar y describir cuantitativamente las propiedades fundamentales de las rocas, existen una serie de parámetros que también pueden proporcionar una clasificación



preliminar para los trabajos geotécnicos. Se conocen como propiedades índices y se utilizan principalmente junto con la composición mineralógica y el trabajo para determinar las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa. A continuación, se detallan los métodos para su evaluación.

**Ensayo de resistencia a la compresión simple.** O ensayo de resistencia a la compresión uniaxial, ayuda a obtener información del máximo esfuerzo que puede soportar la roca al someterla a compresión sobre el eje principal de una probeta cilíndrica sin confinamiento, se realiza en laboratorio y se basa en la norma UNE 22959-90-1. También puede estimarse a partir de índices obtenidos en ensayos de campo sencillos, como el ensayo de carga puntual (PLT) o el martillo Schmidt (González, 2004).

**Tabla 5.** Clasificación de las rocas en función de la resistencia a la compresión simple.

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bienawski (1973)
<1		Suelo	
1-5	Muy blanda	Blanda	Muy baja
5-12.5	Blanda	Moderadamente blanda	
12.5-25		Moderadamente dura	
25-50	Moderadamente dura		Baja
50-100	Dura	Dura	Media
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta
>200		Extremadamente dura	Muy alta
>250	Extremadamente dura		

Nota: Obtenido de (González de Vallejo, et al. 2004)

En la tabla 5 se puede analizar las distintas resistencias a la compresión simple según el ISRM (1981), Geological Society of London (1970) y Bienawski (1973).

**Resistencia a tracción.** Para obtener estos datos se pueden realizar ensayos de tracción directa o de tracción indirecta.

**Velocidad de ondas sísmicas.** Para la obtención de estos parámetros se realizan medidas de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.

**Resistencia.** Se realiza un ensayo de compresión triaxial.

**Deformabilidad** Existen dos tipos de ensayos que se pueden realizar para la deformabilidad estos son ensayo de compresión uniaxial y ensayo de velocidad sísmica.

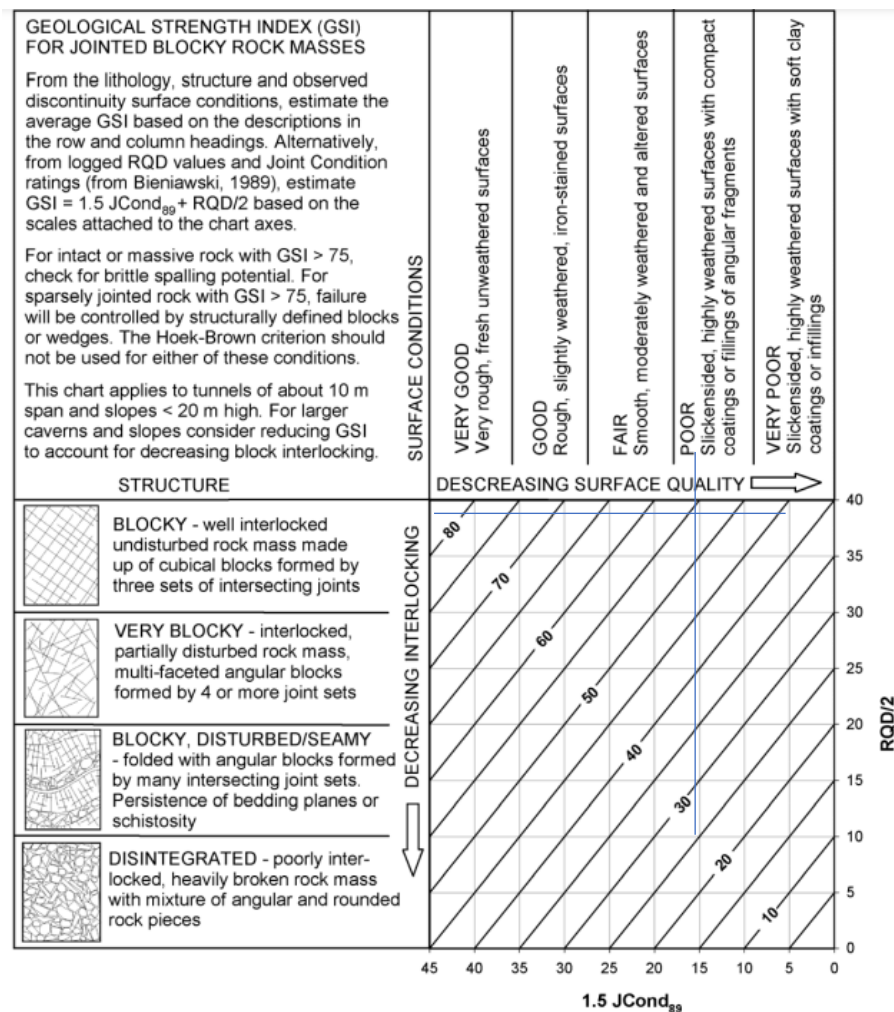
#### 4.6.4 Criterios de rotura.

Hacen referencia a la máxima resistencia que puede soportar una roca. Los criterios de rotura más conocidos y por ende aplicados son los de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown (Ramírez & Alejano, 2004).

**Criterio de rotura de Hoek – Brown.** El criterio propuesto por Hoek y Brown (1988), va dirigido a estimar la resistencia triaxial de los macizos rocosos, para el diseño de excavaciones subterráneas, está ampliamente aceptado y se ha utilizado en un gran número de






proyectos en todo el mundo. Aunque, en general, la norma se considera satisfactoria, existen una serie de incertidumbres e imprecisiones que han provocado deficiencias en su aplicación en modelos numéricos y programas informáticos de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y una resistencia cohesiva equivalentes para una masa de roca determinada ha sido un inconveniente desde que se publicó originalmente la norma en 1980. Una de las primeras dificultades que surgen en muchos problemas geotécnicos, sobre todo en la estabilidad de taludes, es que resulta más cómodo tratar el criterio original de Hoek-Brown en términos de tensiones normales y cortantes que de tensiones principales.

GSI combina dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos: su fracturación (el tamaño y la forma de los bloques) y la resistencia al corte de las discontinuidades. El GSI proporciona un medio práctico para evaluar la resistencia del macizo rocoso y el módulo del macizo rocoso para el diseño de cimientos utilizando el criterio de falla de Hoek Brown. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017)



**Figura 5.** Determinación del GSI por condición conjunta y RQD  
Nota: Obtenido de (Hoek, et al., 2013)

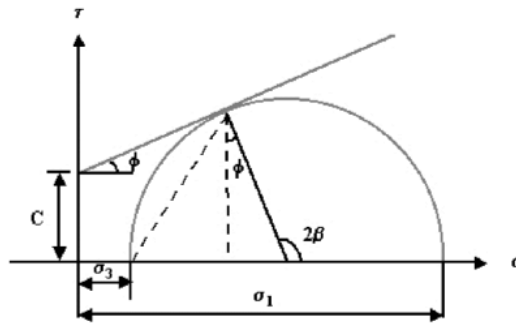
$D$  es un factor que depende del grado de alteración del macizo rocoso, ya sea por efectos de las voladuras o por relajación de esfuerzos. Sus valores van desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. A continuación, en la Figura 6 se muestra una guía para estimar dicho factor de alteración:

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor $D$ sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.  Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el 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 tensiones resulta en alguna alteración.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a ciclo 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 el 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

**Figura 6.** Guías para estimar el factor  $D$ .  
Nota: Obtenido de (Hoek et al., 2002)

**Criterio de Mohr-Coulomb.** No es un criterio adecuado para estimar la resistencia. En algunos casos, este criterio puede utilizarse para macizos rocosos resistentes en los que el daño se produce a favor de superficies discontinuas, considerando que deben asumirse valores representativos de la cohesión y del ángulo de fricción de la roca.

A partir de las tensiones efectivas principales, se pueden obtener las tensiones normal y tangencial en el plano de rotura en base a la siguiente figura:



**Figura 7.** Relación entre tensión principal y esfuerzo cortante en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb  
Nota: Obtenido de (Ramírez & Alejano, 2004)

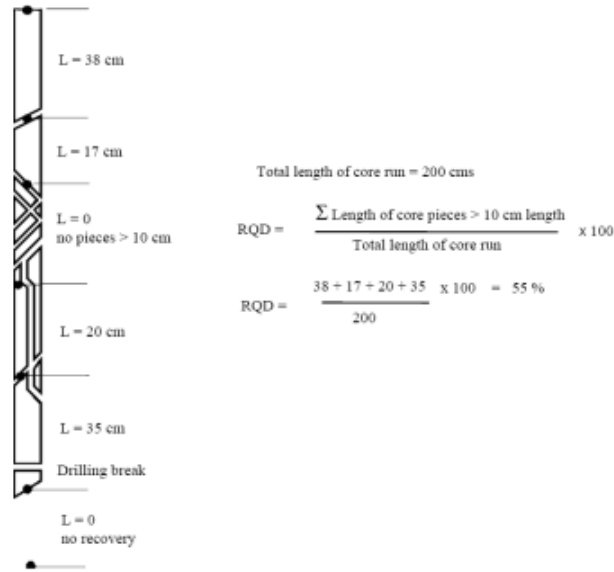
**Software RocLab.** Es un programa de software para determinar los parámetros de la roca fuerza, sobre la base de la versión 2002 del Criterio Hoek-Brown criterio de fallo generalizado. RocLab proporciona una aplicación sencilla e intuitiva de la norma de falla de Hoek-Brown y permite a los usuarios obtener fácilmente estimaciones fiables de las propiedades de las rocas y visualizar los efectos de los cambios en las mismas.

#### 4.6.5 Clasificación Geomecánica de macizos rocosos

Bieniawski (1972) desarrolló el método Rock Mass Rating (RMR) para la clasificación de macizos rocosos. El cual permite estimar la calidad del macizo rocoso cuantificando parámetros de fácil medición, que son establecidos en campo de manera fácil, rápida y con bajos costos. Este método incluye parámetros como: resistencia a la compresión uniaxial, Rock Quality Designation, espaciamiento, condición y orientación de discontinuidades y condición o estado del agua subterránea. Con el valor obtenido para el RMR se puede establecer propiedades geotécnicas previas del macizo rocoso. (Carrillo, et al., 2002)

**RQD.** El índice RQD hace referencia a la relación entre la suma de las longitudes de los testigos mayores de 10 cm, es decir cada fragmento que supere esa medida, y a la longitud total obtenida del tramo considerado:  $RQD = \frac{\sum \text{longitud de trozos del testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$ . (González de Vallejo, et al. 2004)

Para la estimación de este índice se considera sólo los fragmentos de testigo de material fresco, omitiendo aquellos que tengan un grado de alteración importante (desde el grado IV), para los que se considera un  $RQD = 0\%$ . El proceso para la medición del RQD se describe mediante la calidad de la roca en función del índice. (Figura 8) (Tabla 6). (González de Vallejo, et al. 2004)



**Figura 8.** Índice RQD.

Nota: En la figura se puede observar una muestra de núcleo de perforación con una longitud de 200cm y la respectiva formula con la que se obtiene en RQD. (Bieniawski., 1989)

**Tabla 6.** Clasificación de macizos rocosos mediante el RQD.

RQD	CALIDAD DE LA ROCA
0 – 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 - 100	Excelente

Nota: Obtenido de Flores (2019).

Palmstrom (2005) demostró que el RQD se podía obtener utilizando la siguiente relación:

$$(1) RQD = 110 - 2.5J_v$$

Dónde:  $J_v$ , es el número de juntas por  $m^3$ .

$SM_i$ : Espaciamiento medio de cada fisura en m. Además, Palmstrom (2005) menciona que el RQD es similar a todos los tipos de mediciones unidimensionales (perforaciones y líneas de exploración).

**Clasificación RMR.** Consiste en la clasificación de macizos rocosos que relaciona los índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, de excavación y sostenimiento en los túneles. Esta clasificación considera los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación (RQD).
- Espaciado y condiciones de discontinuidades.
- Las condiciones hidrogeológicas.





- Y la orientación de discontinuidades en dependencia de la excavación.

A continuación, se detalla las calificaciones para cada parámetro. (Tabla 7).

**Tabla 7.** Criterios para el cálculo del RMR

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual Compresión simple	>10	4 – 10	1 – 2	Prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.			
			> 250	250 – 100	100 – 50	50 – 25	25 – 5-5	1	<1
	Clasificación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 % - 100%	75 % - 90%	50 % - 75%	25 % - 50%		< 25 %	
	Clasificación		20	17	13	6		3	
3	Separación ente diaclasas		> 2 m	0.6 – 2m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m		< 0.06 m	
	Clasificación		20	15	10	8		5	
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m		>20m	
		Puntuación	6	4	2	1		0	
	Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm		>5mm		
	Puntuación	6	5	3	1		0		
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada		Suave		
	Puntuación	6	5	3	1		0		
	Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno < 5mm	Relleno blando > 5mm	< Relleno blando > 5mm		
	Puntuación	6	4	2	2		0		
	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada		Descompuesta		
	Puntuación	6	5	3	1		0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel.	Ninguna	<10 ltr/min.	10 - 25 ltr/min.	25 – 125 ltr./min.		> 125 ltr./min.	
		Relación: Presión de agua en la fisura, tensión principal mayor	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5		> 0.5	
		Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteado		Fluido	
		Clasificación	15	10	7	4		0	
VALOR RMR			63						

Nota: Se muestran los distintos rangos de valores para cada criterio considerado para el cálculo del RMR. Obtenido de (González de Vallejo, et al. 2004)

Para clasificar el RMR se divide el macizo rocoso en tramos que presenten características geológicas similares o más o menos uniformes en base a las observaciones hechas en campo, se realiza una recolección de datos y medidas de las características y propiedades de la matriz y de discontinuidades presentes. (González de Vallejo, et al. 2004)

Para la obtención del RMR, primero se determina el RMR básico, el cual se calcula con la fórmula:

$$(2) \text{ RMR básico: } F1 + F2 + F3 + F4 + F5$$



Seguidamente, se obtiene el RMR de la siguiente manera:

$$(3) \text{ RMR} = \text{RMR básico} + F6$$

**F6:** Correcciones por la orientación de las discontinuidades

**Tabla 8.** Clasificación RMR de Bieniawski, versión 1989

Clase	I	II	III	IV	V
<b>Calidad</b>	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
<b>Puntuación</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

Nota. Obtenido de (González de Vallejo et al., 2002)

**Clasificación Q.** Barton, Lien y Lunde en 1974, realizaron estudios de un gran número de túneles, y desarrollaron un sistema de clasificación de macizos rocosos con el que se puede apreciar parámetros geotécnicos del macizo y por ende diseñar sostenimientos para túneles subterráneos. Este índice está basado en una fórmula de seis parámetros:

$$(4) Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

#### 4.7 Parámetros ingenieriles.

Para el diseño de cimentaciones en roca, la clasificación del macizo rocoso debe ser de acuerdo al sistema RMR. Aunque también se pueden usar otros métodos para evaluar la resistencia del macizo rocoso, incluidas las pruebas in situ u otros sistemas visuales que demuestren dar resultados precisos.

##### 4.7.1 Capacidad portante

**Capacidad portante de los suelos.** Naranjo y Dranichnikov (2012), manifiestan que la capacidad portante es la capacidad del suelo para resistir las cargas aplicadas en él. La capacidad portante es la presión media máxima de contacto entre la cimentación y suelo, de manera que no se genere un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial en exceso.

Terzaghi (1973) parte de la siguiente ecuación para evaluar la capacidad portante de un suelo  $q = \gamma \cdot Df$ , sin embargo, distintos investigadores propusieron ciertas modificaciones a la fórmula de Terzagui, en esta ocasión se hace referencia a la fórmula de Meyerhof:

$$(5) qf = c \cdot N_c \cdot Sc \cdot dc + \gamma \cdot Df \cdot N_q \cdot Sq \cdot dq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

Donde:

C = cohesión

$\gamma$  = Peso específico

B = ancho de cimentación t

N,s,d = Van en dependencia de la cohesión, fricción y peso específico.



**Capacidad portante en roca.** Debido a que el comportamiento de ingeniería de la roca está fuertemente influenciado por la presencia y las características de las discontinuidades, se pone énfasis en la evaluación visual de la roca y el macizo rocoso, por ende, una vez realizado el estudio detallado de la roca matriz, macizo rocoso y la red de diaclasado. En ciertos casos pueden presentarse dificultades asociados a la capacidad portante por las debilidades de las rocas o, se requieran unas tensiones admisibles muy elevadas debido a que las estructuras son muy pesadas. (Geotecnia, 2019)

La resistencia de la capa de roca in situ por lo regular será mayor que la resistencia a la compresión del concreto de cimentación, exceptuando de esta afirmación algunas rocas porosas, a menos que se encuentra en un estado suelto y altamente fracturado donde un deslizamiento relativo entre los fragmentos puede ocurrir. El problema principal es identificar la solidez de la roca y a veces tomar núcleos de la misma para realizar pruebas de compresión simple en fragmentos intactos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017)

Cuando se utilizan cimientos de roca poco profundos, es importante buscar las presiones admisibles para evitar el fallo repentino del material de cimentación. Se pueden utilizar varios métodos para determinar esta presión en función de la calidad del macizo rocoso. En la tabla siguiente se enumeran los distintos métodos para determinar la presión admisible en la roca.

**Tabla 9.** Aplicabilidad de los métodos para la determinación de la presión admisible en roca.

Base del método de diseño	Calidad del macizo rocoso
Descripción de la roca	Roca Sana o MR con discontinuidades separadas o muy separadas.
Resistencia de núcleos	MR con discontinuidades próximas, espaciadas y muy espaciadas
Presurómetro	Roca con baja o muy baja resistencia, MR con discontinuidades próximas a muy próximas.
Aproximación a la mecánica de suelos	Roca de muy baja resistencia, MR con discontinuidades muy próximas.

Nota: Tomado de (CGS, 1992)

**Capacidad Portante en Roca Sana.** La guía de Fundaciones Canadienses considera una roca sólida si las discontinuidades están separadas por más de 0,3 m, aunque esto incluye material rocoso muy frágil.

Del espaciamiento de las discontinuidades se debe:

- Identificar y cartografiar todas las discontinuidades en la zona de influencia de los cimientos, incluidas las juntas y las aberturas de fractura. Buscar posibles direcciones adversas. Evaluar las propiedades mecánicas ( $c'$ ,  $\Phi'$ ), de esas discontinuidades incluido su posible relleno.
- Evaluar la resistencia del material rocoso.



**Capacidad portante según Tezcan.** Se trata de un método sísmico para determinar la capacidad portante admisible de suelos y rocas. Schulze (1973) afirma que los métodos geofísicos pueden dar resultados relativamente más realistas en la determinación de las cargas admisibles, aparentemente sin alterar las condiciones naturales del sector, que incluso los métodos geotécnicos.

Tezcan entre otros autores, proporcionan expresiones explícitas para las presiones de apoyo admisibles basadas en numerosos estudios de casos utilizando velocidades de ondas de corte. (Naranjo y Dranichnikov, 2012).

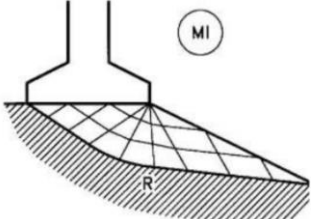
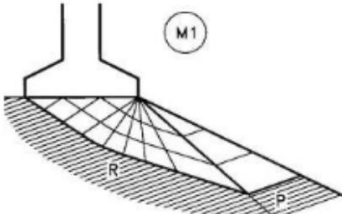
**Capacidad portante según Serrano y Olalla.** Proponen un método para evaluar la capacidad portante de los cimientos rocosos poco profundos, tanto para los casos en que el medio rocoso es homogéneo e isótropo (es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown) como para los casos en que la anisotropía está asociada a la anisotropía interna y se debe al efecto dominante de una familia de discontinuidades.

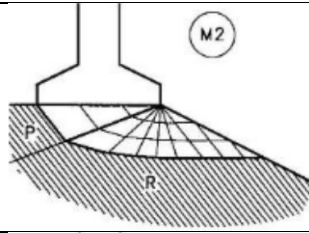
Adoptando la siguiente suposición:

- Comportamiento no lineal mediante el criterio de rotura de Hoek y Brown a través del macizo rocoso.
- Comportamiento de resistencia lineal a lo largo de los planos de debilidad definida por la cohesión y el ángulo de fricción interno.

Seis mecanismos de falla se presentan bajo una cimentación en roca que dependen de sus condiciones geomorfológicas y de resistencia, las cuales se mencionan a en la siguiente tabla.

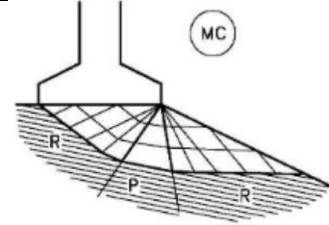
**Tabla 10.** Mecanismos de falla que se presentan bajo una cimentación en roca.

	(1) M1. Falla en el macizo en condición homogénea e isotrópica.
	(2) M1. Falla comienza a través de la roca bajo la cimentación, y termina a lo largo del plano de discontinuidad debida a su baja en la superficie libre.



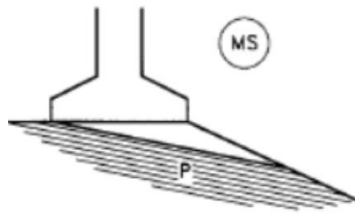
(3) M2.

Falla comienza a lo largo del plano de debilidad bajo la fundación y termina a través de la roca en la superficie libre.



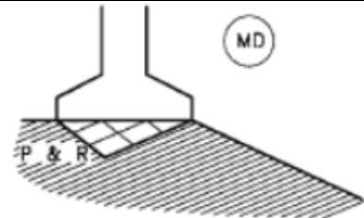
(4) MC.

Falla comienza en la roca bajo la cimentación, sigue a lo largo de planos de debilidad en el centro y termina a través de la roca en la superficie libre.



(5) MS.

Falla es completamente producida por el deslizamiento de una cuña a lo largo de un plano de discontinuidad.



(6) MD.

Falla a lo largo de los planos de discontinuidad junto al desplazamiento de la cuña bajo la fundación.

Nota: Obtenido de (Cifuentes, Lis, & Narvaéz., 2008)

**Parámetros relevantes.** Pueden ser agrupados en tres categorías:

- Geométricos: Se usan dos parámetros geométricos:  $\alpha$  = inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata, en la superficie libre
- Geomecánicos: Referentes a la masa de roca: Los parámetros que determinan las características de la falla: resistencia a compresión simple -  $\sigma_{ci}$  y los parámetros  $m$  y  $s$  del criterio Hoek y Brown.
- Condiciones de frontera:  $\sigma_1$  es la tensión vertical que actúa en el borde 1 (superficie libre, superficie exterior del cimiento) y bajo el cimiento (borde 2) tenemos  $i_2$ , que corresponde a la inclinación de la carga con respecto a la dirección vertical. (Cifuentes, et al., 2008)

**Corrección de la capacidad portante por la normativa francesa.** La NCCI francesa incluye un factor de reducción de un talud de pendiente ( $\beta$ ) debido a la presencia de taludes en su anexo D [22] "Procedimiento para determinar  $q_{net}$  a partir de la presión



métrica límite", que permite aplicar la fórmula analítica en el cálculo de las cargas de asentamiento. (López, 2013)

#### 4.7.2 *Asentamientos*

Los asentamientos de los cimientos deben estimarse utilizando un método de cálculo basado en los resultados de pruebas de laboratorio o in situ, o ambos. Los parámetros del suelo utilizados en los cálculos deben elegirse de forma que reflejen los efectos del historial de carga del suelo, la secuencia de construcción y los estratos del suelo. (LRFD, 2017)

El asentamiento de las zapatas extendidas que se apoyan sobre depósitos de suelo sin cohesión se estimará en función del ancho efectivo de la zapata y deberá considerar los efectos de la geometría de la zapata y las capas de suelo y roca con la profundidad. Aunque se recomiendan métodos para la determinación del asentamiento de suelos sin cohesión, la experiencia ha indicado que los asentamientos pueden variar considerablemente en un sitio de construcción, y es posible que esta variación no se pueda predecir mediante cálculos convencionales. (LRFD, 2017)

El método del semi espacio elástico asume que la zapata es flexible y está apoyada sobre un suelo homogéneo de profundidad infinita.

La precisión de las estimaciones de asentamiento utilizando la teoría elástica se ve fuertemente afectada por la selección del módulo del suelo y las suposiciones inherentes del medio espacio elástico infinito. Es difícil obtener estimaciones precisas de los módulos del suelo porque los análisis se basan en un solo valor del módulo del suelo, y el módulo de Young varía con la profundidad en función de la tensión de sobrecarga. Por lo tanto, al seleccionar un valor apropiado para el módulo del suelo, se debe tener en cuenta la influencia de las capas del suelo, el lecho rocoso a poca profundidad y las zapatas adyacentes. (LRFD, 2017)

**Análisis de asentamientos en suelo.** Los asentamientos producto de la consolidación se dan por lo general en suelos arcillosos saturados producto de una carga sometida en estos debido a cualquier tipo de construcción de cimentaciones, prácticamente es el proceso de asentamiento de los suelos, los cuales están saturados y sometidos a un aumento de carga esto por la disipación de la presión de poros. (Braja, 2011)

**Asentamientos en cimentaciones.** Si los cimientos se apoyan sobre suelos muy duros o sobre roca, los asentamientos pueden ser muy pequeños; sin embargo, si se trata de suelos, el asentamiento puede ser de una fracción de pulgada o de varias pulgadas, la mayoría de los asentamientos pueden producirse durante la construcción. En otros casos, los asentamientos se producen muy lentamente y prosiguen durante varios años, después de terminada la construcción.



Una de las propiedades físico-mecánicas más importantes de los suelos es el módulo de deformación ( $E_{def}$ ). Su determinación mediante estudios sísmicos es el método más prometedor. El módulo de elasticidad ( $E$ ) y el módulo de deformación ( $E_{def}$ ) describen de forma diferente la reacción del suelo a las deformaciones.

**Módulo de deformación en macizos rocosos.** Las propiedades deformacionales de un macizo rocoso, al igual que las resistentes, no pueden ser medidas directamente en laboratorio al estar influenciadas por el efecto escala. Los dos parámetros que controlan la deformación elástica del macizo son el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson, que se suponen constantes en elasticidad lineal. El cálculo del módulo de deformación es un problema importante y sin resolver en mecánica de rocas. Sin embargo, existen varias formas de estimar el módulo de deformación de un macizo rocoso, como las mediciones in situ, la aproximación mediante mediciones de velocidad ultrasónica en probetas o in situ y, por último, la vinculación a la clasificación geomecánica. (Puell, 2003)

La precisión del uso de la teoría de la elasticidad para estimar los asentamientos depende de la precisión de la estimación del módulo elástico de la roca,  $E_m$  (módulo de elasticidad). En algunos casos, el valor de  $E$  puede estimarse por correlación empírica con el valor del módulo de elasticidad de la roca intacta entre las grietas. Si la roca se encuentra en un estado inusual o deficiente, puede ser necesario determinar su módulo de elasticidad mediante pruebas sobre el terreno.

En geofísica el Módulo de Young ( $E$ ) en tensión de compresión o de tracción provoca pequeñas deformaciones cuya magnitud es proporcional a la tensión (ley de Hooke), que se determina a partir de los valores de la velocidad de onda elástica longitudinal  $V_p$  y de la velocidad de onda elástica transversal  $V_s$ , medidas en el terreno. (Naranjo y Dranichnikov, 2012)

Módulo de rigidez o de cizallamiento ( $E$ ), es en realidad el esfuerzo de cizalladura que actúa paralelo a la superficie y provoca la deformación de la fractura; se expresa por el ángulo de deformación formado por el área original de la superficie y el esfuerzo aplicado paralelo a la superficie.

#### 4.7.3 *Ángulo de corte*

En el caso de los taludes artificiales, también existe una clara diferencia entre los desmontes y los taludes a lo largo de la carretera. Estas últimas son estructuras construidas con materiales relativamente controlables o, al menos, controlables en principio, como los recortes. (Navarro S. , 2008)

El factor de seguridad para pendientes infinitas suele definirse del siguiente modo:



$$(6) F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Las únicas incógnitas son la estabilidad de la pendiente infinita y el valor correspondiente del ángulo de rozamiento interno. Este orden de magnitud puede estimarse con una precisión razonable; por otra parte, las consecuencias del fallo de un talud de este tipo son tan pequeñas que no es necesario que el factor de seguridad sea grande. En general, los ingenieros asumirán conservadoramente  $F_s = 0$  y supondrán  $F_s = 1$ . (Navarro S. , 2008)

**Ángulo de corte en excavación y taludes definitivos.** Según la NEC-SE-GC (2015), los métodos para las mejoras del subsuelo a gran escala pueden proponerse y analizarse de acuerdo con las directrices establecidas, el asentamiento y la capacidad portante admisible. Para la estabilidad de taludes y excavaciones, se propone un diseño que considera los estados límite de fallo y de servicio. Deberá realizarse un análisis de estabilidad, teniendo en cuenta las sobrecargas que puedan afectar a la calzada y a otras zonas próximas a la excavación.

El factor de seguridad  $F_s$  mínimo para el terraplén es de 1,5 en el análisis estático y de 1,1 en el análisis sísmico, mientras que el  $F_s$  para la excavación en obras es de 1,25 en el análisis estático.

**Slide.** Es un software de análisis bidimensional de estabilidad de taludes que utiliza el método de equilibrio límite para calcular la estabilidad. Tiene una amplia gama de aplicaciones en minería e ingeniería civil y puede evaluar un gran número de problemas geotécnicos como la estabilidad de diques, presas, taludes en excavaciones mineras o edificios, los efectos de las cargas externas, las cargas sísmicas, la eficacia de los elementos de refuerzo, etc.

Incluye análisis de aguas subterráneas por elementos finitos en estado estacionario con capacidades integradas de análisis de sensibilidad, probabilístico y retrospectivo. (Medina & Cartaya, 2018)

#### 4.7.4 Zonificación geotécnica.

Este término se refiere a la división de una zona en función de un criterio, lo que da lugar a una división en sectores según el nivel o valor de dicho criterio. (Forero & Dueñas, 1994)

Como manifiesta Crespo & Primo (2020) la zonificación geotécnica usualmente es en la limitación areal de los cuerpos geológicos junto con sus respectivas propiedades identificados In Situ, con un cierto grado de semejanza en su conducta geotécnica que en sí depende fundamentalmente de la escala utilizada en trabajo.



#### 4.7.5 Plano de asentamientos

Un plano de construcción es una representación gráfica de la obra o construcción, en donde se considera el alcance que se necesite, un proyecto de construcción puede tener un número diferente de planos; no hay un número exacto porque cada proyecto es diferente.

Prácticamente, los planos son una guía que se debe de seguir tanto los constructores como los administradores de la obra para realizar el proyecto, y cuanto más detallado y específico sea éste, es más fácil de entender.

Es decir, el plano es un medio de expresar las ideas del ingeniero o arquitecto y de mostrar gráficamente lo que significa cada parte del proyecto. Las ideas y soluciones propuestas para cada parte del proyecto en el plano deben explicitarse cada una de las partes de la obra. (Universidad Veracruzana, 2018)

**Los planos de situación y emplazamiento.** En estos se muestra la ubicación de las obras que definidas en la obra, considerando la relación con el entorno a escala reducida. Claro está que no se puede establecer diferencias semánticas entre los conceptos de situación y emplazamiento, es normal denominar plano de situación al de ubicación puntual de las obras del proyecto y emplazamiento al plano de escala mayor y en donde queda constancia de la orientación y distribución general del proyecto. (Universidad Veracruzana, 2018)



## 5 Metodología

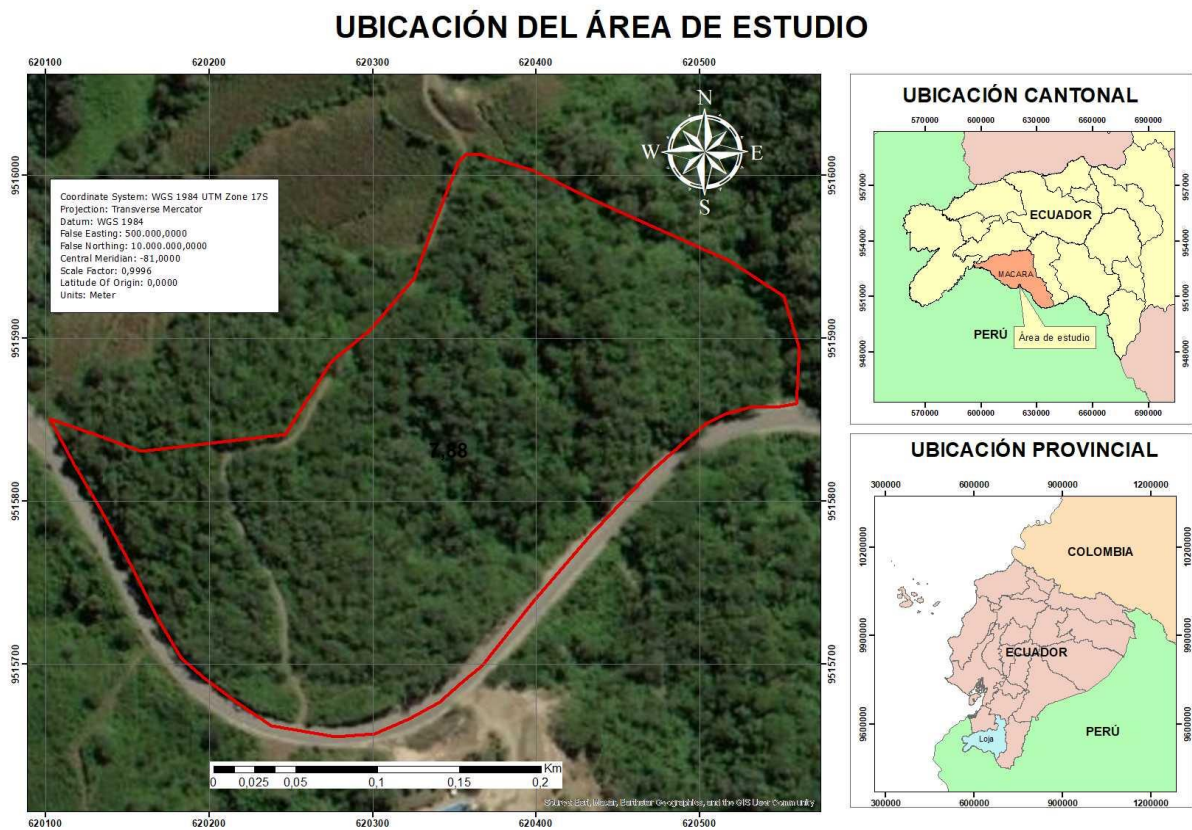
Para el cumplimiento de este trabajo se hará uso de los siguientes métodos.

Método analítico el cual consiste en la observación y depende del registro de notas de campo completas, precisas y detalladas, se basa en una forma para llegar a un resultado a través de la descomposición de un fenómeno en sus elementos constitutivos.

También se emplea un método descriptivo que se basa en la observación, por lo que son de gran importancia factores como atención, sensación y percepción. Tiene como finalidad definir, clasificar, catalogar o caracterizar el objeto de estudio. (Marroquín, 2012)

### 5.1 Área de estudio.

Está ubicado en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja. Específicamente al margen izquierdo de la vía que se dirige al cantón Sozoranga, cerca del límite fronterizo con Perú, abarca un área de 7.88 ha, la ubicación administrativa del área de estudio se observa en la figura 9.



**Figura 9.** Ubicación administrativa del área de estudio  
Nota: Caraguay D. (2023)

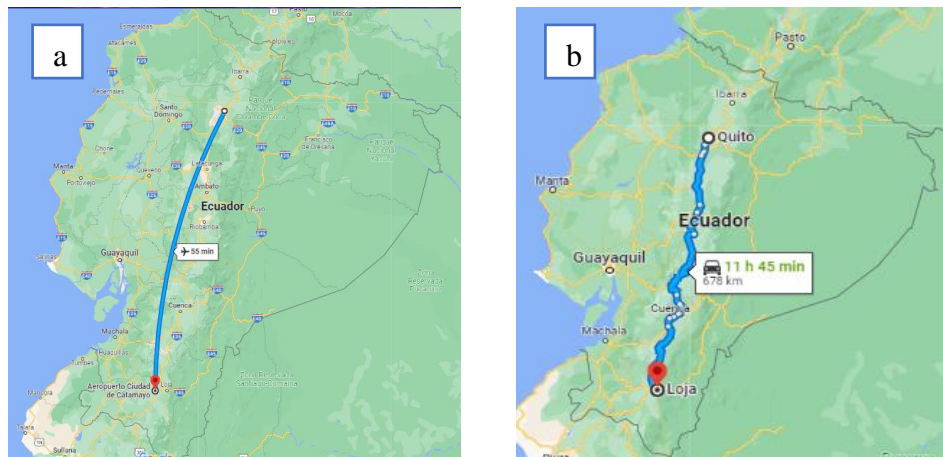
Las coordenadas geográficas de ubicación (UTM WGS/84, 17Sur) se detallan en la tabla 11.

**Tabla 11.** Coordenadas geográficas de ubicación UTM/WGS84

DATUM WGS 84	
X	Y
620103	9515850
620297	9515655
620357	9516012
620558	9515859

### 5.1.1 Acceso

Desde la ciudad de Quito el acceso se lo puede hacer por vía aérea y vía terrestre. Por la vía aérea se debe tomar un vuelo desde el aeropuerto Mariscal Sucre hasta el aeropuerto Ciudad de Catamayo de la provincia de Loja, con un tiempo de vuelo aproximado de 55 min, y por vía terrestre partiendo desde la capital se toma la carretera panamericana E35, recorriendo aproximadamente 721 kilómetros atravesando ciudades como Ambato, Riobamba y Cuenca, con un tiempo estimado de 12 horas de viaje.



**Figura 10.** a). Acceso Quito – Loja, vía aérea. b) Quito - Loja, vía terrestre  
Nota: Obtenido de Google maps

A la zona de estudio desde la ciudad de Loja, se puede acceder por dos rutas, la primera partiendo desde el terminal Reina del Cisne, Catamayo y se sigue por la carretera panamericana/Troncal de la Sierra E35 hasta llegar sector de estudio, y la segunda opción es tomando la ruta Catamayo – Gonzanamá, por la E69.





Figura 11. a). Acceso Loja Macará, E35. b) Acceso Loja Macará, E69  
Nota: Obtenido de Google maps

## 5.2 Materiales

Tabla 12. Materiales y equipos empleados para el desarrollo del estudio.

<b>GEOLOGICO</b>			
- Brújula Brunton	- Martillo Geológico	- Libreta de Campo	- Cinta Métrica
- GPS	- Pala excavadora	- Carta topográfica de Macará escala 1:50 000	
- Ácido Clorhídrico al 10%	- Barreta	- Carta Geológica de Macará escala 1: 100 000	
<b>GEO TÉCNICO</b>			
Caracterización de macizos	Ensayo S.E.V	Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	
Esclerómetro	- Resistivímetro,	- Pesa 63.5 kg	
Peine de Barton	- Electrodo de corriente	- Barras y brazos de perforación	
Fichas de campo	- Carretes de corriente	- Polea	
Juego geométrico	- Conectores	- Motor	
Brújula Brunton	Refracción Sísmica	- Trípode de Carga	
Cámara fotográfica	Sismógrafo PASIGEA24	- Llaves inglesas	
Pintura en aerosol	Cable de 60 long.	- Toma Muestras	
Cinta métrica	Geófonos	- Flexómetro	
	Detonador	- Tarjetas de identificación	
		- Fundas de Plástico	
<b>OFICINA</b>			
- Computador	- ArcGIS 10.8	- AutoCAD 2021	IPI2win
- Google Earth	- Roclab 1.0	-Foresigth	WinSev
- Microsoft Office 2019	Slide 6.0	ArcScene 10.8	WinSism

Nota: Caraguay D. (2023)

## 5.3 Procedimiento

Para dar cumplimiento con el siguiente trabajo de titulación se realizó una indagación previa que sirvió para tener un conocimiento general del área de estudio, seguido de ello se realizó trabajos de campo que permitió obtener datos reales y estudiarlos tal y como se presentan, sin manipular sus variables, observando directamente y recogiendo información útil, de igual manera se recolectó muestras de suelo y roca con las que se realizó un análisis en laboratorio, y finalmente se trabajó en gabinete elaborando mapas y analizando resultados obtenidos en campo y laboratorio, a continuación esta detallada cada fase realizada en relación a los objetivos planteados.



### 5.3.1 Metodología del primer objetivo

*“Realizar el levantamiento Geológico - Estructural a detalle del área de estudio”*

Se recopiló de información que fue base para dar inicio a la presente investigación, se buscó información del cantón Macará a través del PDOT, también se recolecto informes técnico-científicos, libros, carta geológica de Macará y carta topográfica obtenidas del Instituto de Investigación Geológico y Energético. Posterior a ello se realizó una visita técnica que permitió conocer el sector de estudio.

Dentro de la información climática, la zona suroccidental de la provincia de Loja, presenta un clima tropical con características semidesérticas, influenciado por la cercanía del desierto de Sechura en el norte del Perú.

La precipitación media anual oscila entre 1100 – 1200 mm; pero cuando ocurre un evento extraordinario como el fenómeno El Niño, los valores se incrementan notablemente (2576 mm en 1998 y 2068 en el año 2008). La temporada de lluvias ocurre durante los cuatro primeros meses del año, siendo marzo el mes con mayor precipitación. La temperatura media anual registra valores cercanos a 24° Celsius. (GADM del cantón Macará, 2019)

En cuanto a hidrografía, de acuerdo a la Red Hídrica, el cantón Macará está conformado por dos sub cuencas, de las cuales la más representativa es la Sub cuenca del Río Macará que ocupa el 63,88 % del área total del cantón, y la sub cuenca del Río Catamayo el 36,12 % restante.

El régimen hidrológico del cantón Macará es deficiente debido a la escasez de remanentes y afloramientos de agua, y a la escasa vegetación en las partes altas del cantón, debido a la tala indiscriminada de los bosques, erosión de suelos, escasa conciencia ambiental de las personas que no cuidan las partes altas y muchos aspectos antrópicos. (GADM del cantón Macará, 2019).

El área de estudio se emplaza entre dos microcuencas, que son parte de la cuenca del río Marcará, la cual a su vez pertenece al sistema del Catamayo – Chira, una microcuenca con el dren principal del afluente de la Quebrada Jorupe, mientras que de la otra microcuenca su dren principal es el afluente del Río Macará.

Seguidamente para la ejecución del levantamiento geológico – estructural del área de estudio, primero se realizó un levantamiento topográfico (Figura 12) a una escala 1:1000 utilizando la Estación Total Trimble S6 y equipo satelital GPS, almacenando datos de los puntos en tarjeta electrónica con coordenadas Datum WGS84, esta estación fue ubicada en lugares estratégicos facilitando la visualización de vías, quebradas, elementos de importancia y el relieve mismo de la zona. Se levantaron datos de Norte (X), Este (Y), y Elevación (Z),

tomando la mayor cantidad de puntos para obtener el mínimo error en la información topográfica.



**Figura 12.** Levantamiento topográfico.

Nota: Caraguay D. (2023)

Luego en gabinete estos datos fueron bajados de la tarjeta y procesados, generando las curvas de nivel en el software ForeSight 2.0, se exportó estos datos en formato (.dwg) para hacer uso del software ArcGIS 10.8 y con ello se realizó la elaboración del dibujo topográfico, en donde se representan las curvas de nivel las principales cada 5 m y las secundarias cada metro. Se emplearon coordenadas UTM, con Datum WGS84, zona 17S.

Como acotación para una mejor visualización de la topografía del sector se procedió a realizar 2 perfiles topográficos en el software ArcGIS 10.8.

Una vez realizado el plano topográfico, con la ayuda de las curvas de nivel se procedió a realizar un mapa de pendientes de la zona de estudio mediante el software ArcGIS 10.8, haciendo uso de las curvas de nivel obtenidas. Se procedió a crear un Modelo TIN (Red de Triangulación Regular), obteniendo un MDT (Modelo Digital del Terreno) se transformó este a un modelo raster, utilizando herramientas de 3D análisis, luego con la herramienta de análisis espacial se procedió a crear el modelo de pendientes (Slope). Para obtener una clasificación de las pendientes se empleó la metodología de clasificación propuesta por (Demek, 1972), detallada a continuación:

**Tabla 13.** Clasificación de pendientes Demek (1972)

Demek, 1972	
Rango	Clase
0 - 5	Ligeramente inclinado
5 - 15	Fuertemente inclinado
15 - 35	Muy inclinado
35 - 55	Empinado
>55	Vertical

Nota: Obtenido de Demek, Manual of Detailed Geomorphological Mapping, 1972.

Para corroborar con la geología local, primeramente, se investigó la geología regional del sector de estudio a partir de la hoja geológica de Macará, en donde se observa que pertenece



a la cuenca Lancones-Alamor específicamente ubicada al borde oriental de esta. (Egüez y Poma 2001), entre el Macizo de Amotape- Tahuín y el Terreno Loja-Olmos, ambos de predominio metamórfico.

Debido a su posición en el marco geotectónico regional, la cuenca Lancones-Alamor se divide en dos, la secuencia oriental, de origen predominantemente volcánico, y la región occidental, de origen predominantemente sedimentario-volcánico (Pilatasig et al., 2005).

**Unidad punta de piedra (Kpp).** Egüez y Poma (2001) definieron a la Unidad Punta de Piedra, representada en el sector central de la hoja geológica, cubriendo aproximadamente el 30%, se encuentra expuesta en los cortes de la carretera: Macará- Achima – Sabiango - Colaisaca y Macará - La Bocana - La Victoria.

La litología típica incluye basaltos, andesitas, andesitas basálticas, pillow, lavas de afinidad toleítica y una facie volcanoclástica conformada por hialoclastitas, tobas y brechas. En general, son rocas de tonalidad gris oscuro con partes verdosas en superficie fresca, una textura afanítica, en ocasiones existen rocas con presencia de vesículas rellenas con arcillas, cuarzo y carbonato. En la zona oriental, afloran ventanas de rocas foliadas con características litológicas y texturales resultantes por dinamometamorfismo, principalmente rocas metavolcánicas y esquistos con un moderado clivaje de foliación con dirección preferencial NNE y buzamientos fuertes tanto al este como al oeste, que se correlacionan con esta unidad. Observaciones de campo, delimitan una potencia aproximada de 1500 a 2000m, además se encuentra sobreyacida discordantemente por la Formación Celica e intruida por la Granodiorita Tangula. (Winter, 2008)

Esta unidad se interpreta como procedente de un arco volcánico de islas formado durante el Cretácico Temprano (Egüez y Poma, 2001)

**Formación Celica (Cretácico).** Las rocas mesozoicas de la formación Celica están constituidas básicamente por lavas andesíticas a andesito – basálticas con intercalaciones de tobas y piroclastos, descansa sobre el complejo metamórfico El Oro y es sobreyacida por la Formación Sacapalca. Es de una edad Albiana según las relaciones estratigráficas (Jaillard et al., 1996), es decir es una inmensa depositación de lavas andesíticas eximidas a lo largo de la línea de los Andes Occidentales en el cretácico. La andesita tiene un color verde característico, suele ser homogénea y masiva, y presenta una matriz sin brillo característica de las rocas ígneas que se enfrían rápidamente. La andesita porfirítica es común y los fenocristales carentes son hipersteno, diopsida y augita, pero estos están siempre bajo los fenocristales andesino-labradorita. Muchos fenocristales feldespáticos son arcillosos o alterados a caolín y sericita.



**Batolito de Tangula (Cretácico).** Este cuerpo de grandes dimensiones, está expuesto en el sur de la provincia de Loja, intruye a la Formación Celica, los contactos son de tipo irregular, varía en su composición, desde dioritas, granito, granodioritas ricas en hornblenda hasta tonalita. Su edad ha sido asignada al Cretácico Superior. Cubierto por los volcánicos Sacapalca.

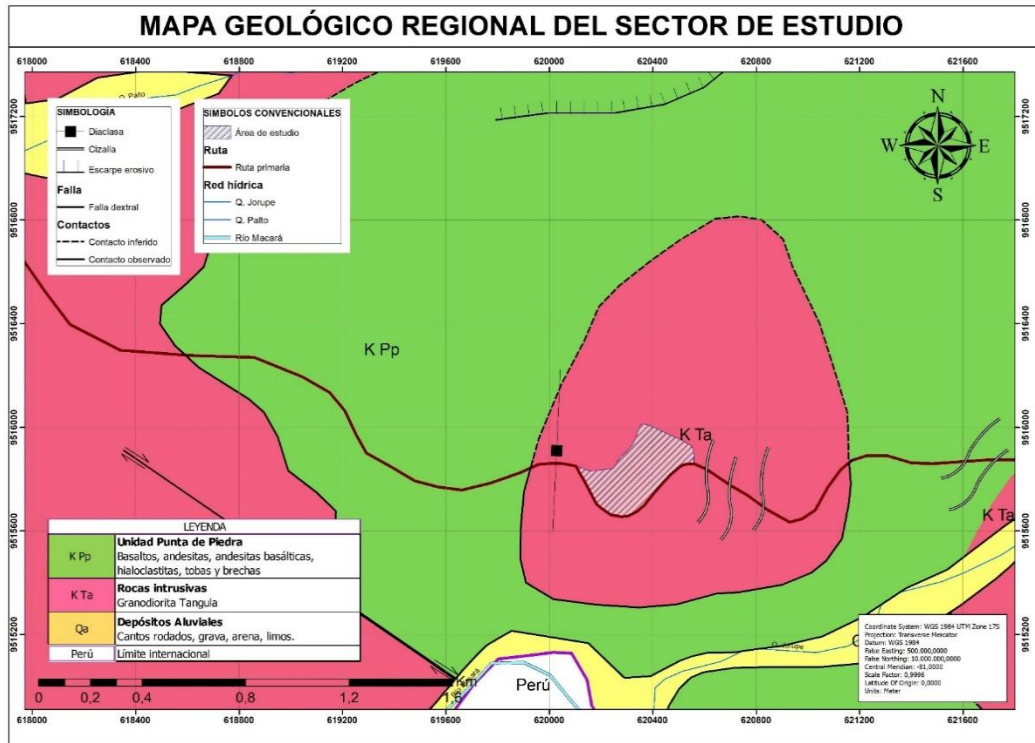
**Rocas intrusivas, Granodiorita Tangula ( $K_{Ta}$ ).** La Granodiorita Tangula en la hoja de Macará está constituida por al menos 3 fases de intrusión, iniciando con una composición básica con el desarrollo de dioritas que frecuentemente se encuentran cerca del perímetro de los plutones y probablemente represente la fase inicial de la actividad ígnea, pasando posteriormente por granodioritas, que son la litología más común y por último la formación de rocas ácidas como los granitos que aparecen esporádicamente en la zona. En todos los afloramientos son frecuentes las inclusiones o xenolitos de rocas volcánicas básicas (Unidad Punta de Piedra) tanto en la zona de contacto como en la de no contacto. Tienen una afinidad calco-alcalina y se encuentra emplazado en un arco volcánico continental (INIGEMM., 2013)

**Depósitos aluviales (Cuaternario).** La presencia de depósitos aluviales se limita a los valles de los ríos Macará, Alamor y Catamayo. Los depósitos superficiales se limitan a los valles fluviales, sobre todo en las zonas de textura granítica, ya que las rocas de grano grueso son susceptibles a la erosión por procesos de meteorización. Por este motivo los plutones de Macará y Sabiango forman llanuras que contrastan con las formaciones volcánicas circundantes. Los derrumbes son producto de la inestabilidad de laderas en este sector profundamente diseccionado.

**Depósitos coluviales.** Depósitos coluviales se encuentran principalmente en zonas de fuerte pendiente hacia el sur del área, margen derecha del Río Macará-Calvas. Están compuestos principalmente por material poco consolidado, cantos rodados, grava, arena.

En la figura 13 se encuentra la geología regional localizada en el sector de estudio.





**Figura 13.** Mapa geología regional

Nota: Obtenido de Hoja geológica de Macará, Edición 2, perteneciente a la serie J62-G, Hoja 40, N VII-C, escala 1: 100000.

Con ello se realizó el levantamiento geológico – estructural en campo, usando el mapa topográfico y geológico regional como referencia, para dar cumplimiento a esto se describió afloramientos naturales y antrópicos encontrados en el área de estudio evaluando la estratigrafía local, geometría, orientación espacial, tipo de roca y sus principales características. Estos afloramientos fueron descritos mediante observación directa, se identificó la litología presente en la zona y se obtuvieron parámetros como potencia, longitud, dirección y ángulo del afloramiento, localización geográfica mediante coordenadas UTM WGS84. Con la respectiva medición de los elementos de yacencia. Esta información fue recopilada en la ficha de afloramientos.

También se realizó 2 pozos, de un dimensionamiento de 1m\*1m\*1m (Figura 14) con el fin de permitir una adecuada inspección de las paredes, en cada uno se realizó una descripción visual de una de las paredes para determinar los distintos horizontes del suelo y de igual manera se recopiló esta información en la ficha respectiva. El material excavado se lo depositó en la superficie en forma ordenada de acuerdo a la profundidad y horizonte correspondiente.



**Figura 14.** Elaboración de pozos de 1\*1\*1m

Nota: Caraguay D. (2023)

En gabinete, inicialmente, con la ayuda de distintas fuentes bibliográficas como la geología regional del proyecto, en base a identificación de las diferentes litologías presentes en cartas geológicas, específicamente en el mapa geológico del Ecuador a escala 1:1 000 000 y la carta geológica de "Macará" Hoja 40 MACARÁ a escala 1:100 000, con información secundaria disponible en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón y con información de fuentes bibliográficas (información que fue base para la elaboración del trabajo y para el reconocimiento en campo en la fase de descripción geológica local), mediante el uso del mapa topográfico base y con los datos levantados se procedió a digitalizar el mapa geológico a escala 1:1000 de las 7.8 Ha, especificando litología con sus respectivos datos estructurales puntuales, previamente tomados en campo.

Cabe recalcar que también se elaboró un mapa estructural regional que abarcó estructuras regionales que estén cerca de la zona de estudio, considerando el mapa geológico regional de Macará; en lo que respecta al mapa estructural de la zona se detalló las estructuras identificadas en campo, de acuerdo a ello se obtuvo el mapa de estructuras incluido en el mapa geológico local.

Se usó el software ArcGIS 10.8 para la digitalización del mapa, usando herramientas de edición creando polígonos, polilíneas, líneas, puntos, según la necesidad de ubicación de datos estructurales tomados en campo, además del uso de herramientas de análisis para la creación del TIN, DEM, HILLSHADE generando shapefiles correspondientes, y finalmente generando el Layout del mapa a presentar.

### 5.3.2 Metodología para el segundo objetivo.

“Obtener los parámetros físico mecánicos de los materiales presentes en el área de estudio”

Este objetivo englobó trabajo de campo, trabajo de laboratorio y trabajo de gabinete.

#### Trabajo de campo.

Primeramente, In Situ se realizó ensayos SPT, SEV's, una línea sísmica de refracción y la caracterización del macizo rocoso, que brindaron información necesaria del área.

#### Ensayo de penetración estándar

Mediante los SPT se pudo obtener la resistencia, capacidad de carga del suelo, perfiles estratigráficos y propiedades físicas del suelo a diversas profundidades, de manera que se consiguió las condiciones del suelo del sector en donde se pretende instalar la planta de tratamiento y beneficio de minerales, estos SPT fueron ubicados en dependencia de la infraestructura que se va a construir y también de acuerdo a la litología encontrada, en la figura 15 se observa la disposición del equipo SPT.



**Figura 15.** Disposición del equipo SPT en el primer punto.

Nota: Caraguay D. (2023)

El ensayo de penetración estándar permite tener un valor  $N_{SPT}$  el cual es equivalente a la resistencia a la penetración. El procedimiento para obtener dicho valor es el de hincar un toma-muestras estándar en el terreno con una longitud de 45 cm, seguido de ello se cuenta el número de golpes que se han necesitado para introducir en cada tramo de 15 cm, considerando que no se toma en cuenta los golpes del primer segmento debido a que es la penetración de la parte inicial del terreno. Cabe mencionar que para el hincado se empleó la norma ASTM - D1586. Seguido de ello, se sumó los golpes aplicados para que penetre el tubo, obteniendo de esa manera valor de “N”.





Al tener en superficie el muestreador se pudo evidenciar la muestra obtenida por cada metro de perforación a percusión, esta fue etiquetada y llevada al laboratorio para su posterior análisis.

### Trabajo de laboratorio

Realizados los SPT se procedió a analizar las muestras en laboratorio.

Se ejecutó ensayos para la determinación del contenido de humedad mediante la Norma ASTM D2216-98; Para la obtención del límites líquido y plástico se empleó la Norma ASTM 423– 66 (límite líquido) y D424 – 59 (límite plástico), se hicieron los respectivos cálculos y se obtuvo el índice de plasticidad restando el límite plástico del límite líquido ( $IP = LL - LP$ ).

Además, se realizó el análisis granulométrico mediante la Norma ASTM D421 – 58 y se procedió a la clasificación de suelos mediante el método SUCS y AASTHO. Para este apartado se empleó la tabla 14, en la que se detalla la clasificación de los suelos mediante SUCS y la tabla 15 en la que se observa la clasificación por método AASTHO.

**Tabla 14.** Sistema Unificado De Clasificación De Suelos (S.U.C.S.)

DIVISIONES PRINCIPALES		S,	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO			
<b>SUELOS DE GRANO GRUESO: Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200</b>	<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3		
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.		
			GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	Lím. Encima de línea A Atterberg con IP entre 4 y 7 debajo de son casos límite que la línea A o requieren doble IP < 4.		
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.	Lím. Atterberg sobre la línea A con IP > 7.		
			<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Arenas limpias (pocas o sin finos)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3
					SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.			L. de Los límites situados en la zona rayada debajo de son con IP entre 4 y 7 la línea A o son casos intermedios que precisen de símbolo doble.		
	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.			L. de Atterberg sobre la línea A con IP > 7.		
	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: < 5% -> GW, GP, SW, SP. > 12% -> GM, GC, SM, SC. 5 al 12% -> casos límite que requieran usar doble símbolo.						



<b>SUELOS DE GRANO FINO</b> Más de la mitad del Límite líquido mayor de 50	Limos y arcillas:	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
		OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.
<b>SUELOS DE GRANO GRUESO</b> Menos de la mitad del Límite líquido mayor de 50	Limos y arcillas:	MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.
<b>Suelos muy orgánicos</b>		PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.

Nota: Obtenido de Crespo C (2004).

**Tabla 15.** Clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelos AASHTO.

General classification	Granular Materials (35% or less passing No. 200 (75 um))						Silt-Clay Materials (More than 35% passing No. 200 (75um))				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-5-5, A-7-6
Sieve analysis % passing:											
No. 10 (2.00um)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 40 (425um)	30 max	50 max	51 max	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 200 (75um)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing No 40 (425 um):											
Liquid limit	...	...	...	40 max	41 max	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity index	6 max	...	NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Usual Types of significant constituent materials	Stone Fragments, gravel and sand		Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand.				Silty Soils		Clayey Soils	
General rating as subgrade	Excellent to good.						Fair to Poor				

Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than LL minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL minus 30.

Nota: Obtenido de (ASTM, Designation: D3282 – 09, 2013)

### Trabajo de gabinete

Con los resultados obtenidos en laboratorio de los SPT se procedió a realizar los respectivos cálculos en gabinete.

Número de penetración estándar corregido para condiciones de campo

$$(7) N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

Donde:

N60: número de penetración estándar corregido para condiciones de campo



N: número de penetración medido

$\eta_H$  = eficiencia del martillo (%)

$\eta_B$  = corrección para el diámetro de la perforación

$\eta_S$  = corrección del muestreador

$\eta_R$  = corrección para la longitud de la varilla

En base a las recomendaciones de Seed et al. (1985) y Skempton (1986), las variaciones de  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$  se resumen en la siguiente tabla N° 16.

**Tabla 16.** Variaciones de  $\eta_H, \eta_B, \eta_S, \eta_R$

1. Variación de $\eta_H$			
País	Tipo de martillo	Liberación del martillo	Nh (%)
Japón	Donut	Caída libre	78
	Donut	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Donut	Cuerda y polea	45
Argentina	Donut	Cuerda y polea	45
China	Donut	Caída libre	60
	Donut	Cuerda y polea	50
2. Variación del $\eta_B$			
Diámetro		nB	
mm	pulg		
60-120	2,4-4,7	1	
150	6	1,05	
200	8	1,15	
3. Variación de $\eta_S$			
Variable	nS		
Muestreador estándar	1		
Con forro para arcilla y arena densa	0,8		
Con forro para arena suelta	0,9		
4. Variación de $\eta_R$			
Longitud de barra		nR	
m	pies		
>10	>30	1,0	
6-10	20-30	0,95	
4-6	12-20	0,85	
0-4	0-12	0,75	

Nota: Obtenido de (Braja, 2013)

Corrección para el número de penetración estándar en suelo granular

$$(8) (N1)_{60} = CN N_{60}$$

donde

$(N1)_{60}$  = valor corregido N para un valor estándar de  $\sigma'_0 \left( \approx \frac{100kN^2}{m} \right)$

CN = factor de corrección

$N_{60}$  = valor N obtenido del campo.

Factor de corrección, relación de Peck et, al. (1974)

$$(9) c_N = 0.77 \log \left[ \frac{2}{\left( \frac{\sigma'_o}{Pa} \right)} \right]$$

$$(10) \text{ Para } \sigma'_o \geq 25kN/m^2 \left( \approx 500lb/ft^2 \right)$$

Ángulo de rozamiento interno (DUNHAM)

$$(11) \varphi = (12 * N)^{0.5} + 25$$

### Sondeo Eléctrico Vertical

Con los SEV's se pudo conseguir perfiles eléctricos con los cuales se pudo definir niveles freáticos y materiales saturados además de tener un esquema de la estructura litológica del terreno, es por ello que se realizaron tres sondeos eléctricos verticales situados estratégicamente en dependencia de la ubicación de los SPT, Líneas Sísmicas y de las curvas de nivel, considerando también el tamaño del área. Fueron distribuidos de tal manera que permitieron determinar mediante la inyección de una corriente eléctrica en el suelo la distribución de la resistividad aparente y conductividad eléctrica de las rocas y suelos, además relacionar con la litología del sector.



**Figura 16.** Obtención de datos del SEV con en Resistivímetro SAS 4000.

Nota: Caraguay D. (2023)

Para el estudio de resistividad eléctrica, se utilizó el resistivímetro marca ABEM modelo Terrameter SAS 4000 (figura 16), que utiliza un voltaje máximo de salida a los electrodos de corriente igual a 400 voltios (con selección de tres rangos automáticos de medida  $\pm 250$  mV,  $\pm 10$ V y  $\pm 400$  V).

El equipo SAS 4000 responde a las medidas creadas por el transmisor de corriente en el momento de su acción, mientras rechaza las existentes por campos DC (SP), voltaje y ruido; la relación V/I que consta en las hojas de cálculo de cada sondeo eléctrico vertical (SEV), se



calcula automáticamente y visualiza en la pantalla digitalmente en kiloohmios, ohmios o miliohmios.

La disposición de las líneas se hizo con respecto al arreglo de Schlumberger dónde AB/2 tuvo una separación de 50 m, misma que se ajustó a las condiciones del suelo, es decir consideradas en base al relieve del sector, la distancia de los electrodos detectores MN es mucho menor que la de los inyectores AB.

Se introdujo corriente eléctrica al subsuelo desde superficie por medio de corriente AB y se midió la caída de potencial eléctrico con dos electrodos M y N, estos deben estar alineados lo más recto posible, aumentando progresivamente la distancia entre ellos manteniendo un punto fijo central y registrando los resultados en fichas técnicas.

La información conseguida en campo de los Sondeos Eléctricos Verticales se anotó en fichas de campo en donde se realizó el cálculo de la resistividad aparente con la fórmula, y la elaboración de la curva resistividad-distancia.

$$(12) \quad \rho_a = K (\Delta V / I)$$

Donde:

$\rho_a$ : resistividad aparente en ohmios metro ( $\Omega m$ )

$K$ : coeficiente del dispositivo schlumberger (m)

$\Delta V$ : diferencia de potencial en milivoltios (mv)

$I$ : intensidad de la corriente continua en miliamperios (ma)

Ya en gabinete se realizó el procesamiento de las resistividades mediante un software IPI2win, que sirve para la interpretación automática o semiautomática de datos de un sondeo eléctrico vertical. En el programa se ingresa los valores de AB/2, MN,  $\rho$  ( $\Omega.m$ ).

Luego se elaboró la curva teórica de resistividad en función la distancia AB/2, donde se obtienen los parámetros de inversión: número de capas n, valores de resistividad por capa  $\rho_i$  y alturas de las capas  $h_i$ .

Los resultados obtenidos de los ensayos se representaron en un gráfico log-log, donde el eje horizontal es una representación en escala logarítmica de la mitad de la distancia entre los electrodos de corriente (AB/2), y el eje vertical es una representación en escala logarítmica de la resistividad aparente ( $\zeta_a$ ). Una tendencia creciente o decreciente a lo largo de una curva de resistividad aparente generalmente indica el efecto de otra capa con mayor o menor resistividad que la anterior.

En base a los rangos de resistividades obtenidas se puede conocer los materiales encontrados, como se observa en la tabla 17.

**Tabla 17.** Rangos de resistividades de materiales saturados

MATERIAL	RESISTIVIDAD ( $\Omega m$ )
Basamento. Roca sana con diaclasas espaciadas	> 10000
Basamento. Roca fracturada	1500 - 5000
Basamento. Roca fracturada saturada con agua corriente	100 - 2000
Basamento. Roca fracturada saturada con agua salada	1 - 100
Gruss no saturado	500 - 1000
Gruss saturado	40 - 60
Saprolito no saturado	200 - 500
Saprolito saturado	40 - 100
Gravas no saturadas	500 - 2000
Gravas saturadas	300 - 500
Arenas no saturadas	400 - 700
Arenas saturadas	100 - 200
Limos no saturados	100 - 200
Limos saturados	20 - 100
Limos saturados con agua salada	5 - 15
Arcillas no saturadas	20 - 40
Arcillas saturadas	5 - 20
Arcillas saturadas con agua salada	1 - 10
Andosoles secos	1000 - 2000
Andosoles no saturados	300 - 1000
Andosoles saturados	100 - 300

Nota: Obtenido de Arias, et al., (2012).

### Línea Sísmica de Refracción

Seguido de ello realizó una línea sísmica de refracción, esta línea tuvo una longitud efectiva de 60 m, se colocó 12 geófonos con una separación de 5m siguiendo una línea recta, se realizaron 3 detonaciones en 3 puntos específicos, dos disparos en los extremos de la base a 2.50 m de distancia de los geófonos 1-12 y uno entre los geófonos 6 - 7 (golpe intermedio).

Durante la prospección sísmica para la recepción de las ondas  $V_p$  se utilizó la metodología Z-Z, es decir geófonos verticales con disparos en sentido vertical. Para los disparos se utilizó como fuente de energía una carga explosiva en cada base distribuidos de la siguiente manera. (Figura 17).



**Figura 17.** Geometría de adquisición.

Nota: Obtenido de ESTSUELCON CIA. LTDA, 2022.

La cantidad de energía fue suficiente para obtener registros sísmicos o sismogramas claros e interpretables. Estos resultados fueron recopilados en un computador para poder realizar su posterior análisis en gabinete.



La ubicación de esta línea se la hizo en relación al segundo y tercer SEV de manera que se pueda obtener los datos en los lugares donde se asentarán las piscinas de relaves y parte de la infraestructura, en la figura 18 se observa el equipo utilizado y parte del tendido del cable.



**Figura 18.** Equipo Sísmica PASI GEA24 para exploración geofísica.  
Nota: Caraguay D. (2023)

Los datos obtenidos con la Línea Sísmica de Refracción son analizados con el software WINSISM, que sirvió para procesar la refracción sísmica de acuerdo a las primeras llegadas de las ondas  $V_p$ , que son refractadas en los sismogramas de campo, para poder así elaborar y correlacionar teóricamente los sistemas de dromocronas generados. Los retardos se obtuvieron mediante los métodos “delay time”, ABEM, interceptos y paralelismo. Finalmente se procedió a calcular los espesores y profundidades de las capas obtenidas.

Las fórmulas empleadas para el presente, son las siguientes:

Peso específico

$$(13) \quad \delta = \delta_0 + 0.002V_p$$

Donde:

$\delta_0$ = Valores de peso volumétrico (KN/m<sup>3</sup>), considerando que para arena densa y grava se emplea un valor de 17 y para rocas firmes se presenta un valor de 24.

Número de golpes

En cuanto a los ensayos de SPT existen correlaciones entre el número de golpes y la velocidad de propagación de las ondas longitudinales. Por ende, para los loess de Ucrania, I. G. Mindel planteó:

$$(14) \quad N = 0.0284 V_p - 7.6 \text{ golpes/dm}$$

Ángulo de rozamiento interno (DUNHAM), aplicado para materiales gruesos.

$$(15) \quad \phi = (12N)^{1/2} + 25$$

N: es el número corregido, de golpes.

Velocidad media de la onda cortante,  $V_{s30}$  (m/s)

$$(16) \quad V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

di Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$V_{si}$  Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, (m/s)

Estos ensayos se pudieron realizar con la ayuda de la empresa ESTSUELCON CIA. LTDA.

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

Finalmente se caracterizó el macizo rocoso, empleando brújula geológica, GPS, Martillo de Schmidt, cinta métrica, entre otros elementos necesarios (Figura 19).



**Figura 19.** Caracterización del macizo rocoso.

Nota: Caraguay D. (2023)

Para la caracterización del Índice de Calidad RMR se basó en los parámetros propuestos por Bieniawski:

- 1) Resistencia a compresión simple de la roca.
- 2) RQD (Rock Quality Designation),
- 3) Distancia de separación entre las discontinuidades,
- 4) Condición de las discontinuidades y
- 5) Orientación de las discontinuidades.

Estos datos fueron anotados en fichas de campo específicas para caracterización RMR, se consideró de la literatura las gráficas para la valoración de los parámetros, preparadas para facilitar los análisis.



Se usó la clasificación geomecánica de Bienawski mediante la información recolectada en campo empleando la siguiente tabla:

**Tabla 18.** Criterios para el cálculo del RMR

Parámetro		Escala de valores					
1	Resistencia de la roca inalterada	Punto-Índice de fuerza de carga	>10 MPa	4 – 10 MPa	1 – 2 MPa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.	
	Resistencia a la compresión uniaxial		> 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	5 – 25 MPa	1 – 5 MPa <1 MPa
Clasificación			15	12	7	4	2 1 0
2	Calidad del testigo de perforación RQD		90 % - 100%	75 % - 90%	50 % - 75%	25 % - 50%	< 25 %
	Clasificación		20	17	13	8	3
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	0.6 – 2m	200 – 600 mm	60 – 200 mm	< 60 mm
	Clasificación		20	15	10	8	5
4	Estado de las fisuras		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura.	Superficies algo rugosas, separación < 1mm, paredes de roca dura, <u>desgastada levemente</u>	Superficies algo rugosas, separación < 1mm, paredes de roca suave, <u>desgastada altamente.</u>	Superficies pulidas o relleno < 5 mm de grosor. O fisuras abiertas 1 – 5 mm fisuras continuas.	Relleno en rodajas, o suave > 5 mm o fisuras abiertas > 5 mm. Continuas
	Clasificación		30	25	20	10	0
Parámetro		Escala de valores					
5	Aguas subterráneas	Caudal por 10 m de túnel.	Ninguna	<10	10 - 25 ltr./min.	25 – 125 ltr./min.	> 125 ltr./min.
		<u>Relación:</u> Presión de agua en la fisura y la tensión principal o mayor	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5
		Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteado	Fluido
Clasificación			15	10	7	4	0

Nota: Se muestran los distintos rangos de valores para cada criterio considerado para el cálculo del RMR. Obtenido de (Celada et al., 2014)

Para obtener como resultado final la sumatoria de la puntuación de cada parámetro, de esa manera se consiguió la clase de macizo rocoso y su calidad con la ayuda de la tabla 19.



**Tabla 19.** Clasificación RMR de Bieniawski, versión 1989

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

Nota. Obtenido de (González, 2004)

En gabinete se procedió a analizar los datos obtenidos de la caracterización de los macizos rocosos, esto mediante distintas fórmulas que son detalladas a continuación.

Para el RQD se realizó la sumatoria de las fisuras por metro cúbico ( $J_v$ ) en el macizo rocoso, luego a partir de la fórmula del RQD planteada por Palmstrom (2005) se determinó el RQD de cada uno de los macizos y se asignó su respectiva clasificación y calidad de la roca. La fórmula empleada es la siguiente:

$$(17) \quad RQD = 110 - 2.5J_v$$

$$RQD = 0 \text{ para } J_v > 44$$

$$RQD = 100 \text{ para } J_v < 44$$

Dónde:

$J_v$ , es el número de juntas por m<sup>3</sup>.

$$(18) \quad J_v = \sum (1/SM_i)$$

Donde:

$SM_i$ , es el espaciamiento medio de cada fisura en m.

### **Criterio de rotura de Hoek – Brown.**

De forma generalizada este criterio de Hoek y Brown, con referencia al macizo rocoso, está definido por la siguiente ecuación:

$$(19) \quad \sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[ mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a$$

$\sigma_1$ : Esfuerzo efectivo máximo en la falla.

$\sigma_3$ : Esfuerzo efectivo mínimo en la falla.

$\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión uniaxial.

$mb$ : Parámetro material del macizo rocoso (ángulo de fricción).

$s$  y  $a$ : Son constantes que dependen de las características del macizo rocoso ( $s$ : cohesión y  $a$ : control de curvatura)

En este caso el parámetro  $mb$ ,  $s$  y  $a$ , se determinaron a partir del geological strength index (GSI), en el cual se evalúa la calidad del macizo rocoso en relación de las características de las fracturas y alteración de las discontinuidades de manera que se pueda evaluar la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica,



tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades, con las fórmulas que se observan a continuación:

$$(20) \quad m_b = m_i \exp (GSI-100/ 9-3D)$$

$$(21) \quad s = \exp (GSI-100 / 9-3D)$$

$$(22) \quad a = 1/2 + 1/6 (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

e: 2.718 (base logarítmica natural)

D: factor de perturbación (dim)

El GSI se calculó en base a la figura 5 y aplicando la siguiente fórmula

$$(23) \quad GSI = 1.5 \text{ Cond}_{89} + RQD/2$$

Donde:

Cond<sub>89</sub> = Condición de las discontinuidades

(Hoek, et al., 2013)

D es un factor que depende del grado de alteración del macizo rocoso, ya sea por efectos de las voladuras o por relajación de esfuerzos. Sus valores van desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados, este valor se valoró de acuerdo a la figura 6.

Mediante este se pudo obtener la cohesión y ángulo de fricción equivalentes del talud, finalmente, para la corroboración de datos se procedió a utilizar el software RocLab en el cual se insertan los datos obtenidos de la resistencia a la compresión simple, el GSI,  $m_i$  y D, este software ya se encarga automáticamente de arrojar el valor de cohesión como de ángulo de fricción.

### 5.3.3 Metodología para el tercer objetivo.

*“Caracterizar geológica y geotécnicamente la zona destinada para construcción de la planta de tratamiento y beneficio.”*

En este objetivo se realizó un trabajo netamente de gabinete encaminado a establecer parámetros ingenieriles analizando así la capacidad portante en base a distintos autores, los asentamientos según análisis de la Línea Sísmica, y finalmente el cálculo del ángulo de corte para excavaciones en obra y taludes definitivos en donde se añadió una modelación en el software Slide.

Dentro de este objetivo se hizo uso de las fórmulas que están detalladas a continuación.

#### **Capacidad portante.**

- Carga admisible según Meyerhof (1956) en base a los SPT



Meyerhof (1956) sugirió que las presiones de carga admisibles para una zapata sobre suelo granular podrían estimarse en función del resultado del conteo de golpes SPT. La presión admisible incluye un factor de seguridad mínimo de 3 contra la falla por capacidad de carga y puede ser menor que la presión de carga segura ( $q_{ult}/3$ ) si el asentamiento resultante de la presión de carga segura es excesivo. Suponiendo que la presión de carga admisible provoca un asentamiento total de 25 mm (1 pulgada), Meyerhof (1956) propuso la siguiente expresión para arenas secas y húmedas:

$$(24) \quad q_a = N/8 \text{ (for } B \leq 4ft)$$

$$(25) \quad q_a = \frac{N(1 + 1/B)^2}{12} \text{ (for } B > 4ft)$$

$$(26) \quad q_a = N/10 \text{ (Approximately, for any } B)$$

Donde:

$q_a$ = presión de carga admisible (tsf)

$N$ = # Recuento de golpes SPT no corregidos

$B$ = anchura de la zapata (pies)

Carga última.

$$(27) \quad q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + 0,5\gamma BN_\gamma$$

- Capacidad portante según Meyerhof en base a la Línea Sísmica de refracción.

$$(28) \quad q_a = \frac{exRp}{40}$$

$$(29) \quad q_a = \frac{1" \times 4N}{40} = \frac{N}{10}$$

$$(30) \quad N = (0.028Vp - 7.6)$$

$N$ = Golpes.

$Q_a$ = Capacidad portante

- Capacidad portante según Tezcan en base a la Línea Sísmica de refracción.

La expresión empírica deseada para determinar la presión de carga admisible  $q_a$ , en suelos y rocas, se puede conseguir una vez obtenidas la medida in situ  $V_s$  las velocidades de onda, y después de calcular el peso unitario del suelo, para ello:

$$(31) \quad \gamma = 3.2Vp^{25} \text{ o en su caso } \gamma = \gamma_0 + 0.002 Vp$$

$\gamma$ = peso unitario del suelo.



Una vez obtenidos estos datos se aplica la siguiente fórmula:

$$(32) \quad q_f = 0.1 * \gamma * V_s.$$

$$(33) \quad q_a = 0.1 \gamma V_s/n = q_f/n$$

$q_n$ = Capacidad portante última en caso de falla.

$q_a$ = Capacidad portante admisible.

$n$ = Factor de seguridad

El único parámetro desconocido es el factor de seguridad,  $n$ , que se puede estimar en base a la tabla 20, es necesario mencionar que se debe de realizar una interpolación lineal para  $750 \leq V_s \leq 4000$  m/s.

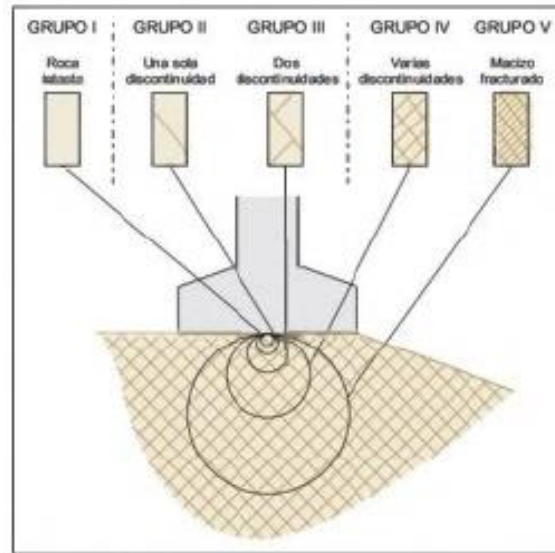
**Tabla 20.** Factor de seguridad  $n$  para suelos y rocas.

Tipo de suelo	$V_s$ – rango (m/seg)	$n$	$q_a$ (Kn/m <sup>2</sup> )
Rocas duras	$V_s \geq 4000$	$n = 1.4$	$q_a = 0.071 \gamma V_s$
Rocas blandas	$750 \leq V_s \leq 4000$	$n = 1.6 - 8.10^{-4} V_s$	$q_a = 0.1 \gamma V_s/n$
Suelos	$750 \geq V_s$	$n = 4.0$	$q_a = 0.071 \gamma V_s \beta$

Nota: Obtenido de (Tezcan, et al, 2009)

- Capacidad portante con el método de Serrano y Olalla en base al criterio de rotura de Hoek y Brown.

La capacidad portante o capacidad de carga del macizo rocoso fue evaluada con el método de Serrano y Olalla, que tiene como fundamentos el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980). (González de Vallejo, et al. 2004). Este método puede ser usado para ciertos casos en los que el medio rocoso es homogéneo e isótropo; es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown mostrados en la Figura 20.



**Figura 20.** Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales.

Nota. Obtenido de (González, 2004)

La expresión que proporciona la carga de hundimiento,  $P_h$ , es:

$$(34) \quad P_{adm} = \frac{P_h}{F}$$

$$(35) \quad P_h = \beta(N_\beta - \xi)$$

$$(36) \quad F = F_p \cdot F_m$$

Donde:

$P_{adm}$  = Carga admisible (MPa)

$P_h$  = Carga de hundimiento (MPa)

$F$  = Coeficiente de seguridad global (adimensional)

$F_p$  y  $F_m$  = Coeficientes de seguridad parciales (adimensional)

Con los valores  $a$  y  $b$  (parámetros adimensionales) determinados se procede a calcular “ $m$ ” y “ $s$ ”:

$$(37) \quad m = m_i \exp \frac{RMR-100}{a}$$

$$(38) \quad s = \exp \frac{RMR-100}{b}$$

$m_i$  y  $b$  = Constante característica de la matriz rocosa (adimensional).

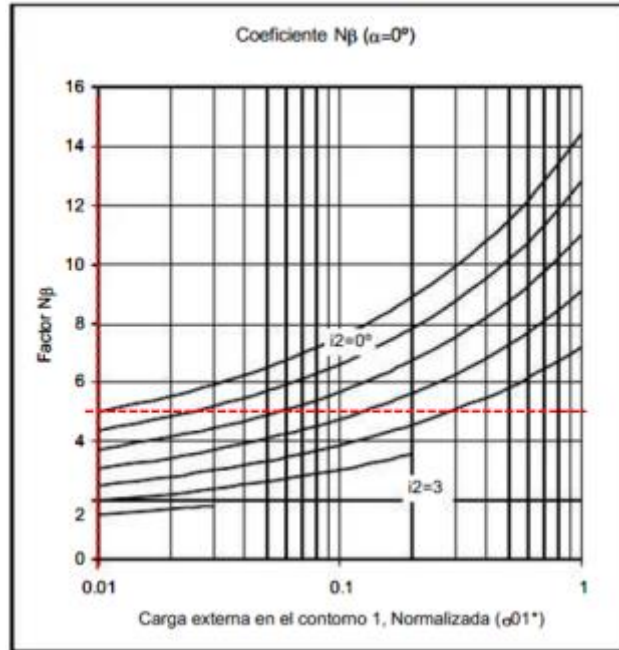
Para los parámetros de  $\beta$  y  $\xi$ , se emplean las siguientes fórmulas.

$$(39) \quad \beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8}$$

$$(40) \quad \xi = \frac{8s}{m^2}$$

$\beta$  y  $\xi$  = Parámetros que definen el comportamiento de la matriz rocosa.

Se procede a determinar  $N_\beta$  = Coeficiente da carga de hundimiento, este se obtiene a partir de los ábacos de Serrano y Olalla (1998) (Figura 21), se correlaciona  $\sigma_{01}^*$  y  $i_2$ .



**Figura 21.** Ábaco para determinación de  $N_\beta$  .

Nota. Obtenido de Serrano y Olalla (2001)

Para la carga externa se usó la fórmula

$$(41) \quad \sigma_1 = \gamma * H$$

En la sobrecarga externa actuando en la cimentación se utilizó

$$(42) \quad \sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \xi$$

Finalmente se calcula la carga de hundimiento.

Para el caso del cálculo de coeficiente de seguridad global (F), se debe de calcular Fm esto mediante la siguiente tabla:

**Tabla 21.** Fm en dependencia de  $\sigma_c$ .

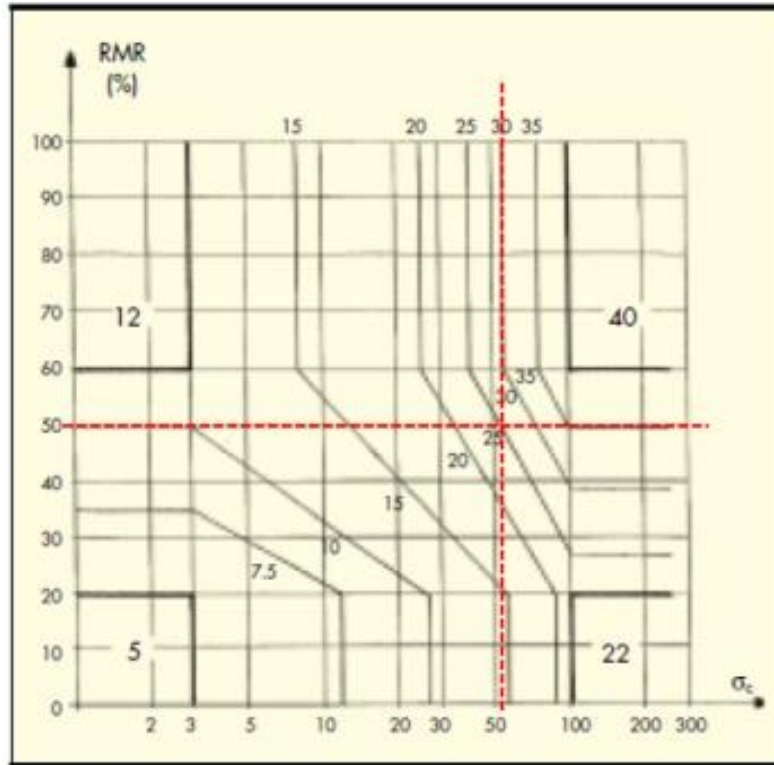
Resistencia a compression simple $\sigma_c$ (Mpa)	Fm
$\sigma_c > 100$	5 a 8
$12.5 < \sigma_c < 100$	1 a 5
$\sigma_c < 12.5$	1

Nota. Obtenido de Serrano y Olalla (2001)

Para el Fp se hace uso del nomograma presentado en la figura 22 que se muestra a continuación, en donde:

$\sigma_{ci}$  = Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa (MPa)

RMR = Índice Rock Mass Ratio, Bieniawski.



**Figura 22.** Coeficiente del valor FP en función del RMR y la Resistencia.  
Nota. Obtenido de Serrano y Olalla (2001)

Una vez obtenidos todos estos datos se procede a calcular la carga admisible mediante la siguiente fórmula.

$$(43) \quad \sigma_{adm}(q_{adm}) = \frac{p_h}{F}$$

Finalmente, para la capacidad portante obtenida por los métodos directos es decir mediante SPT y mediante caracterización de macizo rocoso, se realiza una corrección mediante los ábacos que brinda la normativa francesa (figura 23), la cual se aplica en el caso de que se pretenda realizar cimentaciones sobre medias laderas, puentes y edificaciones, en donde los coeficientes de seguridad mínimos permitidos para cimentación a media ladera van desde 1.10 hasta 3.00 en dependencia del modo de fallo, esto se calcula con la fórmula:

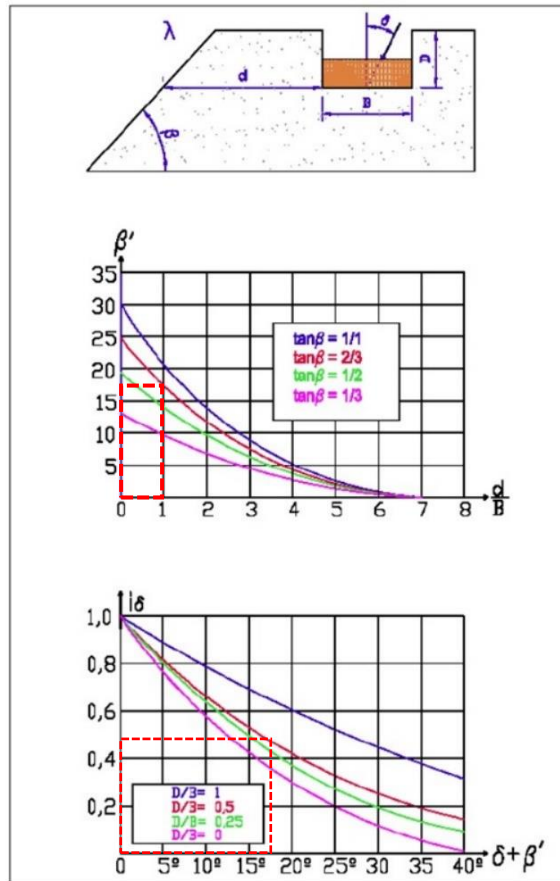
$$(44) \quad q_{adm} = q_h \cdot i_g$$

En donde:

qh: capacidad de carga obtenida por el terreno llano.

ig: depende de la inclinación de la carga si es desfavorable y de la proximidad al talud.





**Figura 23.** Corrección de la carga admisible por inclinación del talud, según la normativa francesa. Nota. Obtenido de NF P94-261 (PMT)

Los coeficientes de seguridad mínimos para cimentación a media ladera son:

**Tabla 22.** Coeficientes de seguridad mínimos para cimentación a media ladera.

Modo de fallo	Combinación	casí	Combinación	Combinación
	permanente F1		característica F2	accidental F3
Hundimiento	3.00		2.60	2.20
Dezlizamiento	1.50		1.30	1.10
Vuelco rígido	2.00		1.80	1.50

Nota. Obtenido de (Santos, 2008)

### Asentamientos.

Para el cálculo de asentamientos se consideró los datos obtenidos de la línea sísmica. Para ello se emplearon las siguientes fórmulas.

Módulo dinámico de corte o de cizallamiento (G)

$$(45) \quad G = \delta \times V_s^2$$

Donde:

$\delta$ : densidad del material del terreno.

Módulo de elasticidad (Módulo de Young)



$$(46) \quad E_{din} = \delta V S^2 \left( \frac{3Vp^2 - 4VS^2}{Vp^2 - VS^2} \right)$$

Módulo estático

$$(47) \quad E_{sta} = \alpha \left( \frac{E_{dinamico}}{E_{dinamico\ máx}} \right)^\beta \times E_{dinamico}$$

Módulo de deformación

$$(48) \quad E_{def} = 0,045 * E_{est} + 70 \frac{Kgf}{cm^2}$$

(Naranjo & Dranichnikov, 2012)

Una vez obtenidos estos módulos se procede a aplicar la fórmula de asentamientos la cual se obtuvo del LRDF FOUNDATION (2017), siendo la siguiente:

$$(49) \quad s_e = \frac{q_0(1-v^2)\sqrt{A}}{144E_s\beta_2}$$

Donde:

$q_0$ : esfuerzo vertical aplicado

A: Área efectiva de la zapata

$E_s$ : Modulo de Young.

$B_z$ : Factor de forma

$v$ : Relación de Poisson.

**Ángulo de corte.**

Tanto para excavaciones en obras como en taludes definitivos, se aplicó la siguiente fórmula:

$$(50) \quad F_S = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Considerando que el material es tensional el FS para excavaciones en obras es 1.25 y en taludes 1.5 de acuerdo a la NEC, y en base a los ángulos de fricción obtenidos anteriormente, se procede a realizar el cálculo para ángulo de corte.

Quedando finalmente la siguiente fórmula:

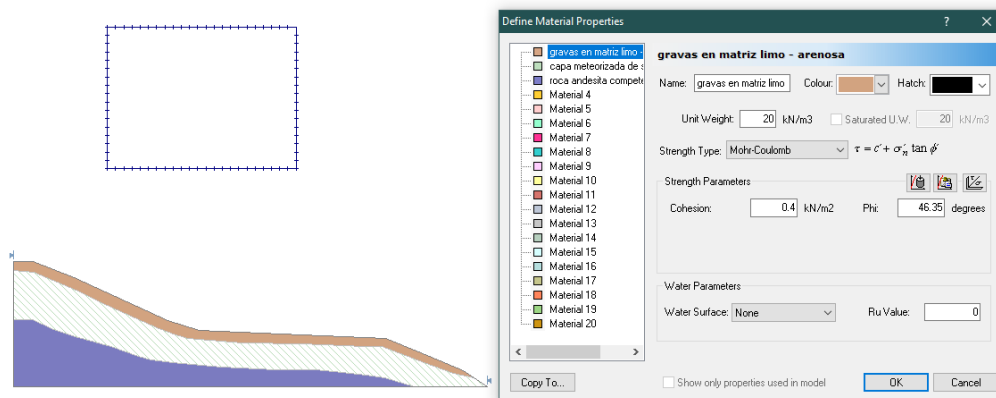
$$(51) \quad \phi = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{F_S}$$

**Modelación en Slide.**

Dentro de este apartado, se realizó un modelamiento en el software Slide 6.0 considerando factores como actividades sísmicas, ángulos de fricción y ángulos de corte los que influyen mucho en la estabilidad del talud.

Como primer punto se modeló un escenario para el análisis de estabilidad de talud sin ninguna intervención de elementos directos o indirectos.

Cuando se conocen las características del terreno y la litología, el software Slide puede definir qué materiales se verán afectados por la inestabilidad de los taludes. Se definieron tres litologías diferentes y se introdujo los valores correspondientes de las propiedades físico-mecánicas y geotécnicas, incluidas la cohesión y el ángulo de fricción interna. Como se puede observar en la figura 24.



**Figura 24.** Propiedades del material existente en la primera capa.

Nota: Caraguay D. (2023)

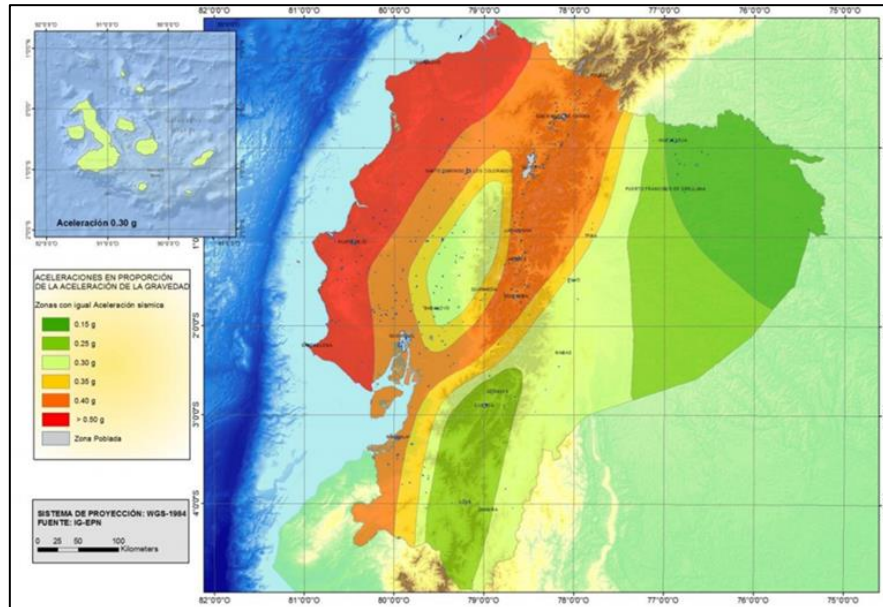
Seguido de ello se modeló en el mismo escenario la presencia de carga sísmica, en donde se incluyó la carga sísmica de la zona, haciendo uso de la NEC (2015), para obtener el coeficiente sísmico ( $k_h$ ) del sector de estudio.

Según los registros del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, en la zona de estudio se han presentado algunos sismos de magnitud entre 4.1 - 5.0 y los sismos entre 5.1 – 6.0 han ocurrido con menor frecuencia. Sismos históricos de gran intensidad (VI - VIII) se produjeron en la ciudad de Loja con destrucción de edificios en los años 1660 y 1749. En época más reciente ocurrieron sismos de intensidad entre VII - VIII localizados en la región fronteriza sur-occidental que afectaron algunos sectores la provincia de Loja, como los ocurridos en 1913, 1953 y 1970, con destrucción de edificios y pérdidas humanas.

La zona suroccidental del Ecuador ha tenido históricamente un comportamiento sísmico muy activo, debido a la proximidad con la zona de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental sudamericana. La mayoría de eventos sísmicos registrados en la zona tienen una magnitud  $< 5.1$ , pero también han ocurrido sismos de gran importancia como los ocurridos en la región norte del Perú en 1953, con magnitud 7.0 cuyo epicentro se localizó cerca de Tumbes y en el año de 1970 uno de magnitud 7.4 localizado en el Océano Pacífico

frente a las costas de Talara; estos sismos dejaron en ambos países, pérdidas humanas y grandes daños materiales.

El funcionamiento de las estructuras frente a un sismo depende no sólo de la intensidad del movimiento del terreno, sino también de la antigüedad, el material, la construcción, la calidad de la edificación y las dimensiones de la estructura.



**Figura 25.** Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.  
Nota: Obtenido de (NEC, 2014)

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2014, en el cantón Macará se encuentra una zona sísmica de IV, con un valor de factor Z de 0,35. Lo que corresponde a una alta amenaza sísmica.

**Tabla 23.** Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota: Obtenido de (NEC, 2014)

El valor Z representa la aceleración efectiva máxima de la roca en el terremoto de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

En base a la NEC-SE-DS (2015), basándonos en los datos obtenidos del  $V_{s30}$  de 956m/s, se obtuvo el tipo de perfil geotécnico de tipo B, que corresponde a perfil de roca rigidez media. Con esto se buscó el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto ( $F_a$ ), obteniendo un valor de 1 para el perfil geotécnico tipo B.

Con estos datos se procedió a calcular el coeficiente sísmico que era necesario para implementar en el modelo del Slide.

Calculado con la siguiente fórmula obtenida de la NEC-SE-GC (2015):

$$(52) \quad kh = 0.6(a_{\max})/g$$

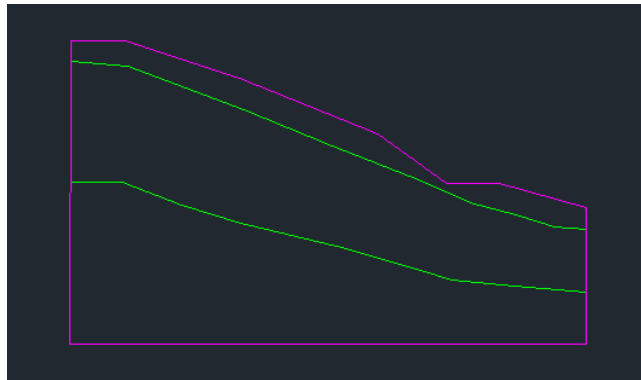
Donde:

$$a_{\max} = Z * Fa$$

Fa= Fuerzas actuantes.

Para el segundo escenario, se incluyó un ángulo de corte y se calculó el factor de seguridad, de igual manera en el mismo escenario se le añadió la carga sísmica de la zona.

Para ello, primero se exportó la capa de Slide a un formato .dxf para poder editarlo en AutoCAD (Figura 26), en donde se modeló el talud con un ángulo de corte de 1.25 en horizontal y 1 en vertical, considerando que el ángulo de fricción es de  $46^\circ$ , resultado obtenido del SPT, queda como se observa a continuación.



**Figura 26.** Modelación del talud en base a el ángulo de corte.

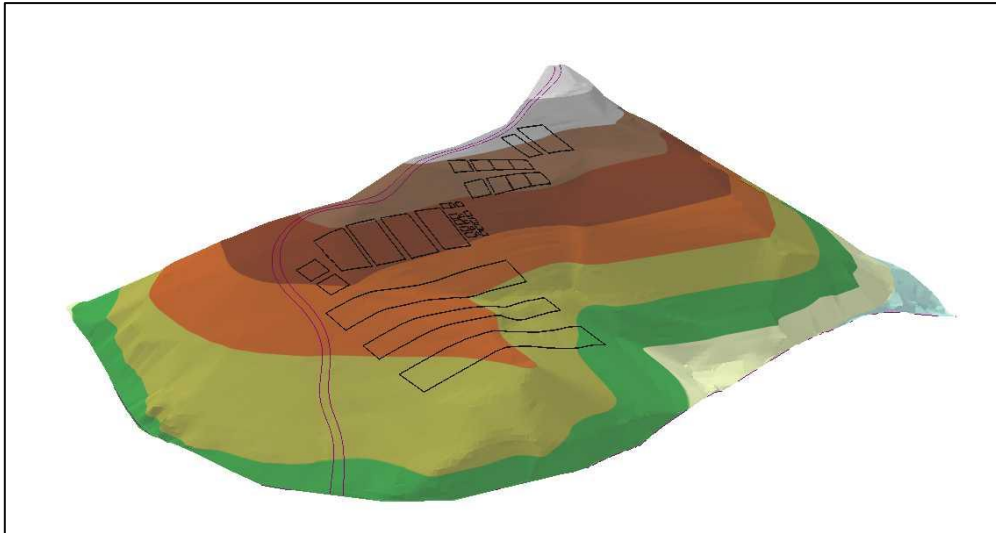
Nota: Caraguay D. (2023)

Esto se exporta nuevamente al software Slide y se procede a calcular el factor de seguridad.

En ningún caso se consideró nivel freático debido a los resultados obtenidos con los SEV's, en los que se pudo comprobar que no existe la presencia de agua en la zona.

### **Zonificación geotécnica.**

Con la información previa obtenida como geología, pendientes y los resultados de los ensayos realizados se realizó un mapa de zonificación geotécnica del área de influencia de la zona, considerando primeramente el plano de asentamiento previo de la infraestructura, para ello se generó una vista en 3D usando el software ArcScene 10.8 en donde lo que se hizo fue importar el TIN, los shp de infraestructura y de curvas de nivel para a partir de ello configurar la vista para que el shp de infraestructura se sobreponga en el TIN y así obtener lo que es la vista de la implantación. (Figura 27).



**Figura 27.** Proyección del plano de asentamiento de la infraestructura.  
Nota: Caraguay D. (2023)

Ya con ello se procede a realizar la zonificación, la cual se obtiene al realizar una suma de ciertas variables físicas del sector obtenidas In Situ, y las que se obtuvieron a partir de procesamientos de datos en SIG, además de la ayuda del modelo digital de terreno (DEM) y la unificación de diferentes datos, condujo a la generación del modelo de zonificación geotécnica.

Para la confección de este mapa se correlacionó todos los datos y con ello se unificó en uno solo haciendo uso del software ArcGIS 10.8 con el uso de herramientas como slope, reclassify, entre otras para generar el mapa.

Por otra parte, cuando se obtuvo el mapa de zonificación se hizo el cálculo de áreas y porcentajes de las zonas delimitadas.



## 6 Resultados

### 6.1.1 Topografía

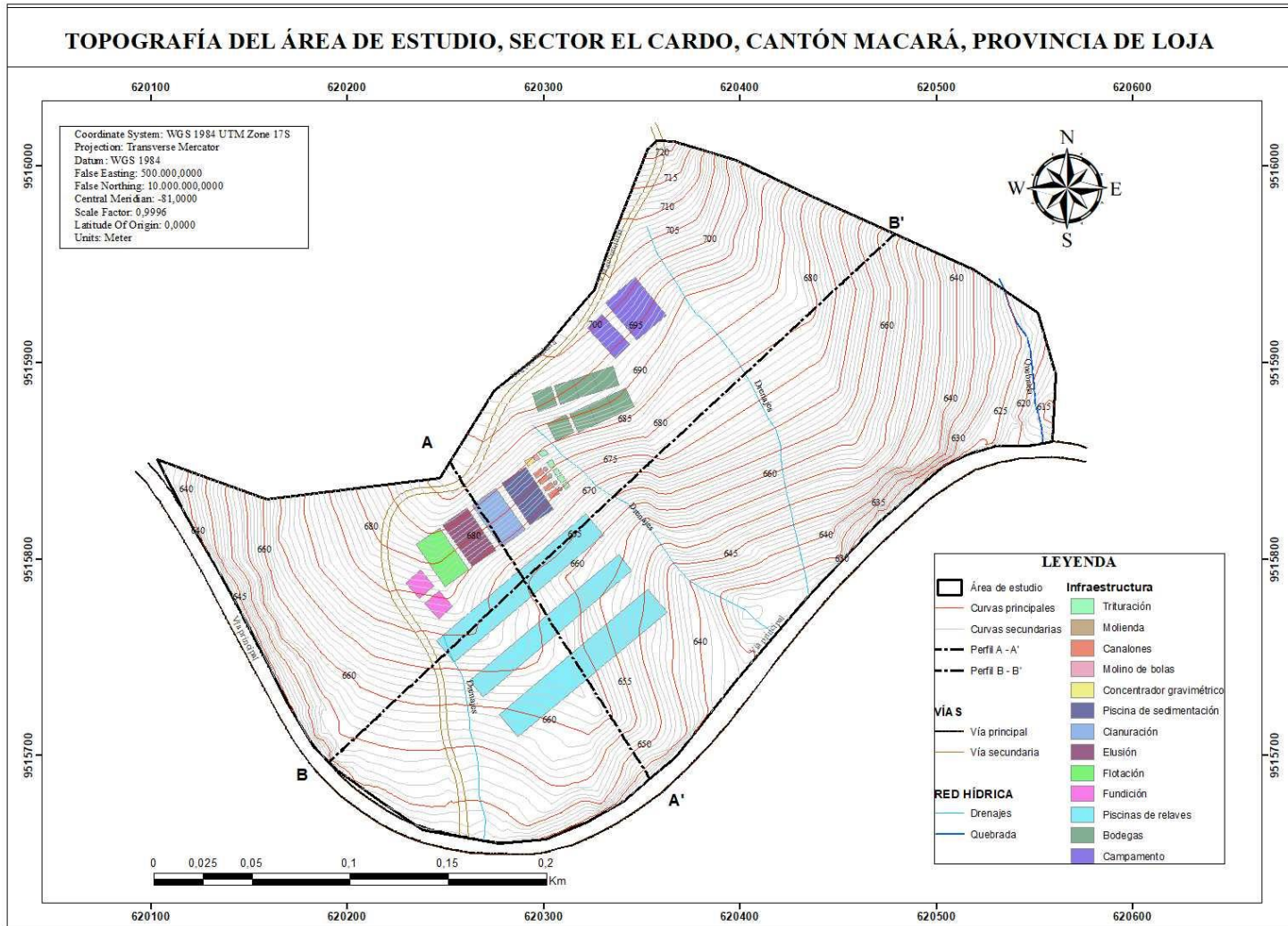
El terreno destinado a la construcción de la planta de tratamiento y beneficio de minerales tiene un área de 7.88 ha. A razón de ello se generó un mapa topográfico a escala 1:1000, con curvas de nivel principales a 5 m y secundarias a 1 m. La zona es de topografía irregular con una cota inferior de 614 msnm hasta llegar a los 722 msnm.

El área se encuentra con una pendiente muy inclinada abarcando la mayor cantidad de terreno, es necesario acotar que se le añadió la infraestructura prevista para la construcción de la planta la cual fue entregada por el dueño de la obra, cabe recalcar que la zona donde se construirá la planta de tratamiento y beneficio abarca mayoritariamente la parte izquierda del polígono de estudio, se ubicará entre la cota 645 msnm hasta los 705 msnm, con una diferencia de 60 metros. El terreno presenta una forma convexa y cóncava justo en la zona de construcción.

Para este levantamiento topográfico también se levantó la vía secundaria, drenajes menores y la quebrada encontrada en la zona.

En la figura 28 se puede observar el mapa topográfico elaborado. (Anexo 1. Mapa topográfico y perfiles topográficos).



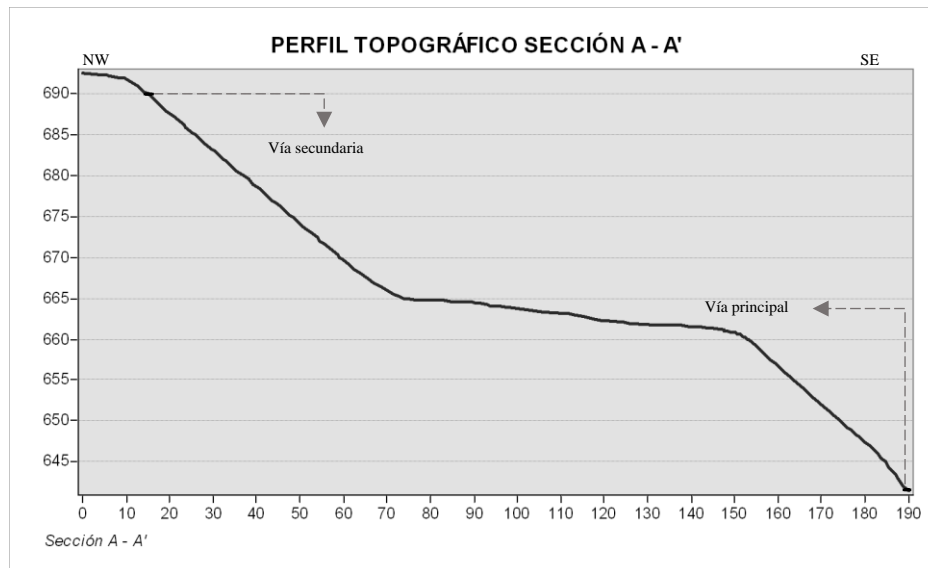


**Figura 28.** Topografía del área de estudio.

Nota: Caraguay D. (2023)

A raíz de ello, se puede observar los dos cortes topográficos realizados de manera vertical y horizontal, en función de la infraestructura prevista.

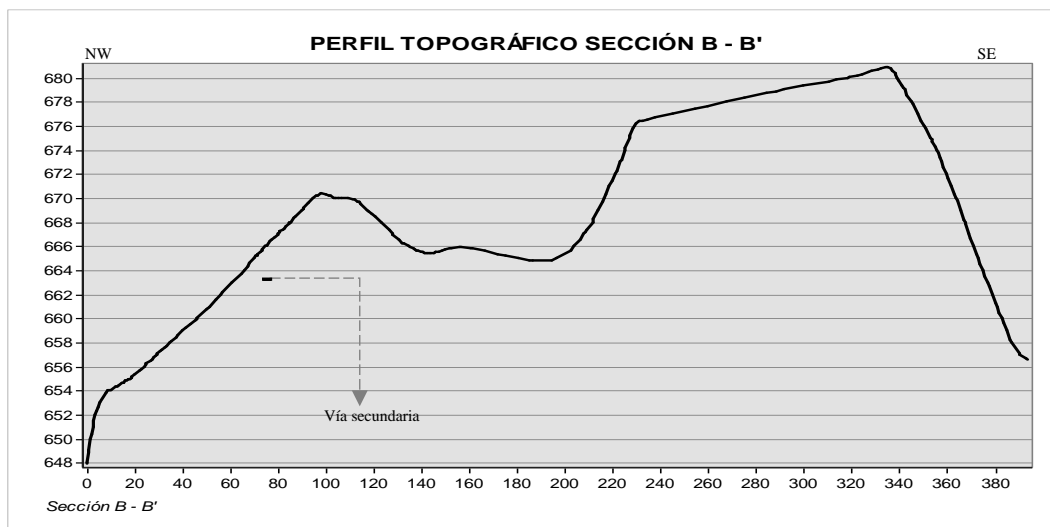
**Perfil topográfico A – A’.** En la figura 29 se representa el perfil topográfico correspondiente a esta sección, con una dirección NW – SE, con una longitud de 190 m, su altitud mayor es de 694 m y la altitud menor es de 641 m, teniendo una diferencia de 53 m y se evidencia la presencia de la vía secundaria y principal.



**Figura 29.** Perfil topográfico A – A’

Nota: Caraguay D. (2023)

**Perfil topográfico B – B’.** En la figura .30 se representa el perfil topográfico correspondiente a esta sección, con una dirección SW – NE, con una longitud de 386.83 m, su altitud mayor es de 683 m y la altitud menor es de 648 m, teniendo una diferencia de 35 m, además se observa la vía secundaria.








**Figura 30.** Perfil topográfico B – B’

Nota: Caraguay D. (2023)

### 6.1.2 Pendientes

El mapa de pendientes representa la inclinación de la zona de estudio, en el mismo que se han determinado 5 rangos de pendientes, los cuales se presentan en la Tabla 24.

**Tabla 24.** Clasificación de pendientes en el sector de estudio.

Simbología	Rango	Clase	Área m <sup>2</sup>	Porcentaje.
	0 - 5	Ligeramente inclinado	317,08	0,41
	5 - 15	Fuertemente inclinado	17947,64	23,43
	15 - 35	Muy inclinado	55190,64	72,06
	35 - 55	Empinado	2909,36	3,80
	>55	Vertical	224,43	0,29

Nota: Caraguay D. (2023)

En el rango de 0° – 5° corresponde a pendientes ligeramente inclinadas, ocupa un área de 317.08 m<sup>2</sup> y un porcentaje de 0.41% del área de trabajo. Este tipo de pendiente se encuentra en menor porcentaje en el sector.

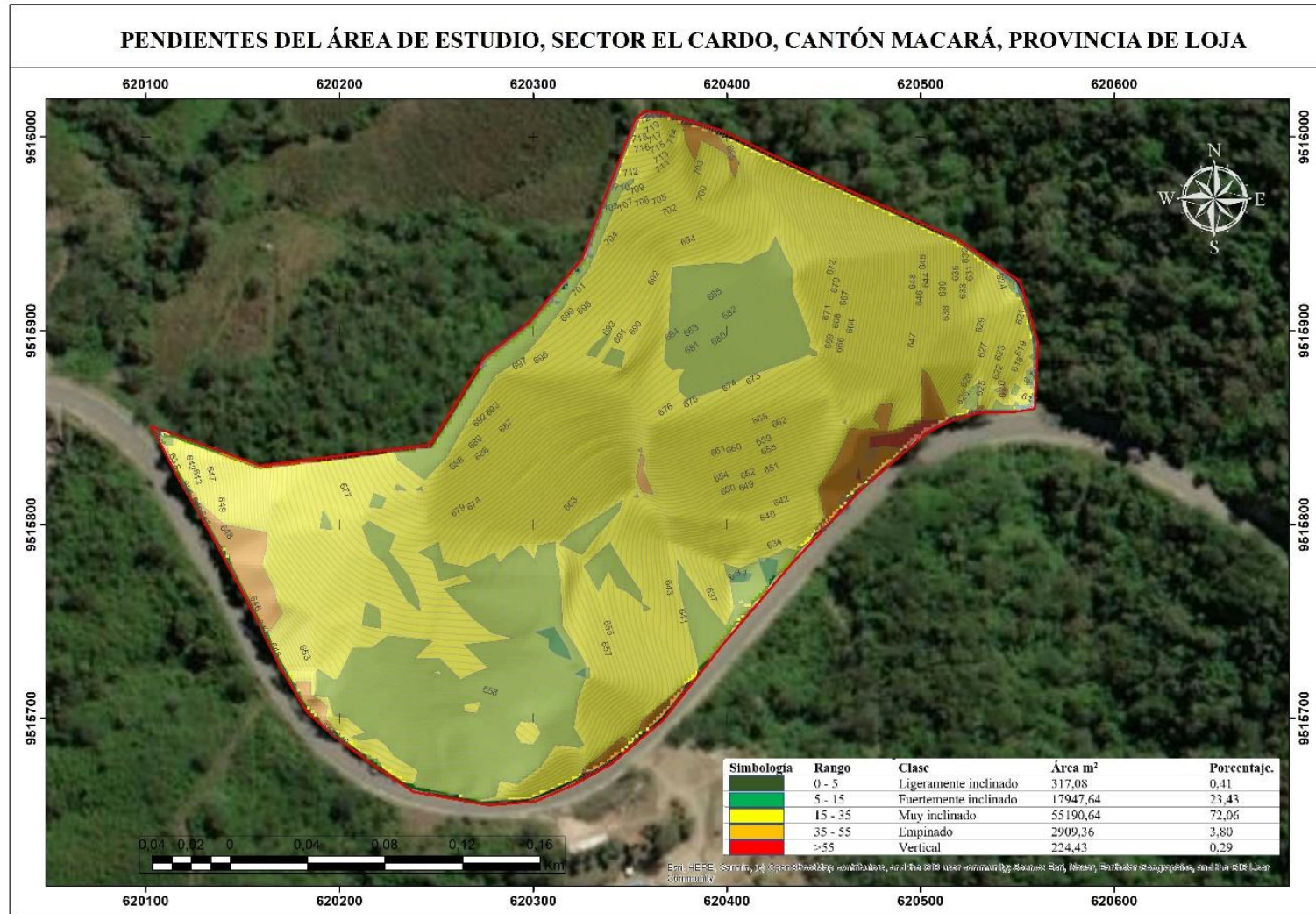
Seguido de ello en el rango de 5° – 15° denominadas pendientes fuertemente inclinadas se tiene que ocupan una superficie de 17947,64 m<sup>2</sup> con un porcentaje de 23.43%.

En tercer lugar, se tiene pendientes muy inclinadas 15° – 35° en un área de 55190,64 m<sup>2</sup>, equivalente a 72.06% siendo las que se encuentran en mayor proporción en el sector.

A continuación, en el rango de 35° – 55° correspondiente a pendientes empinadas se abarca 2909.36 m<sup>2</sup>, y un porcentaje de 3.80%. Finalmente, pendientes verticales >55° siendo las de menor ocupación de la superficie correspondiente a 224.43 m<sup>2</sup>, y un porcentaje de 0.29%.

Es decir, la zona se encuentra cubierta en su mayoría con pendientes muy inclinadas y fuertemente inclinadas, quedando en menor proporción las pendientes empinadas, ligeramente inclinadas y por último las verticales.

En la Figura 31, se muestra el mapa de Pendientes del área de estudio. (Anexo 2. Mapa de pendientes.)



**Figura 31.** Pendientes del área de estudio.  
Nota: Caraguay D. (2023)



### 6.1.3 Geología Local y estructural

Para la descripción geológica local de la zona de estudio se describió los afloramientos encontrados y los pozos realizados, describiendo un total de 6 afloramientos, siendo 5 de origen antrópico por apertura de vía y uno natural en el sector de drenajes, se realizó esta descripción en la ficha de campo (Anexo 3. Ficha de descripción de afloramientos), y se recolectó muestras de mano para su posterior observación y descripción geológica. Las coordenadas de los afloramientos encontrados se detallan en la siguiente tabla.

**Tabla 25.** Ubicación de afloramientos encontrados en el sector de estudio.

N° Afloramiento	Coordenadas		TIPO DE AFLORAMIENTO
	X	Y	
1	620353	9515688	Antrópico
2	620207	9515682	Antrópico
3	620451	9515800	Antrópico
4	620476	9515823	Antrópico
5	620572	9515857	Antrópico
6	620260	9515731	Natural

Nota: Caraguay D. (2023)

Los pozos realizados se ubican en las coordenadas detalladas en la tabla 26 y sus datos fueron recolectados en (Anexo 4, ficha de descripción de pozos):

**Tabla 26.** Ubicación de pozos

N° Pozo	Coordenadas		Profundidad
	X	Y	
1	620324	9515865	1 m
2	620448	9515930	1 m

Nota: Caraguay D. (2023)

Para mejor entendimiento de la ubicación espacial tanto de afloramientos como de pozos se puede observar en la figura 32.



**Figura 32.** Ubicación de afloramientos y pozos realizados en el sector de estudio.

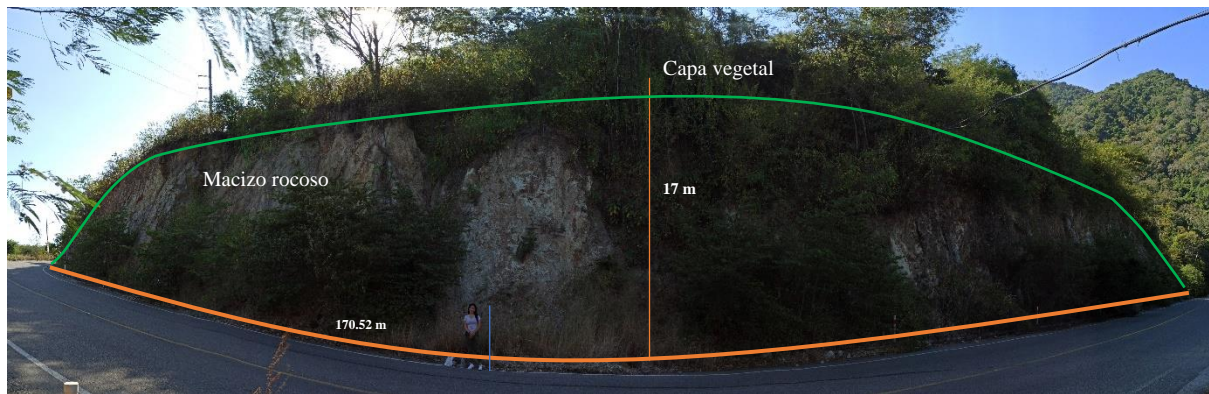
Nota: Caraguay D. (2023)

Geológicamente el área de estudio se localiza en la Unidad Punta de Piedra, por ende, en su composición se presenta rocas volcánicas de composición andesítica correspondientes a esta unidad de edad Cretácico.

En el levantamiento de campo se evidenció la presencia de rocas andesíticas y de material coluvial.

En el corte principal de la vía Macará - Sozoranga las rocas presentan textura afanítica, color verdoso y gris claro cuando están meteorizadas.

En el primer afloramiento se puede observar que su perfil vertical exhibe una cubierta de suelo orgánico menor a 0.6 m, una zona rocosa fracturada desde los 2 metros hasta los 17 metros de potencia, y en la base se muestra gradualmente la roca con menor grado de diaclasamiento, este afloramiento es de una longitud de 170,52m.



**Figura 33.** Afloramiento N° 1.  
Nota: Caraguay D. (2023)

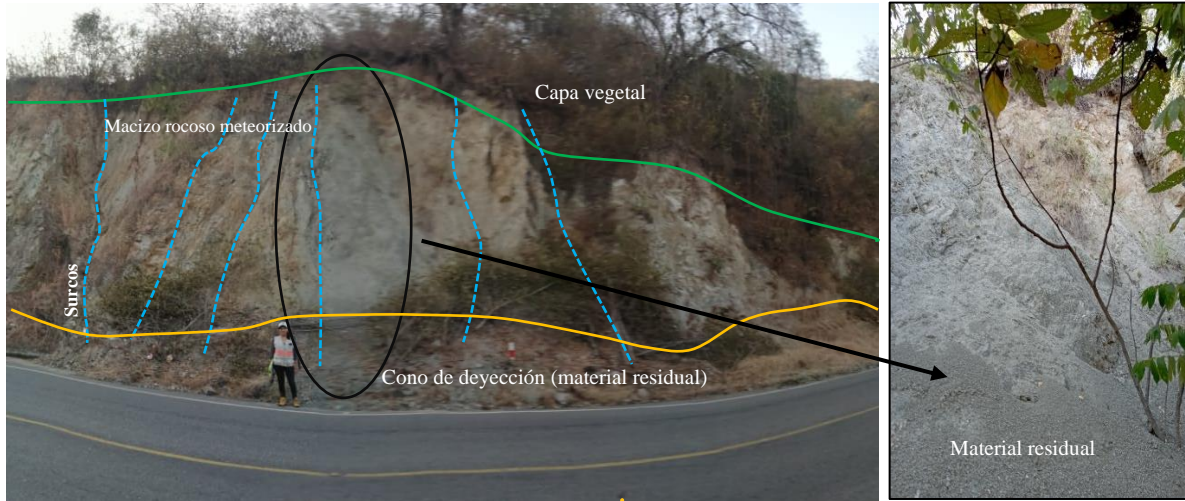
En el corte del talud se observan 3 diques andesíticos de color verde oscuro, de 0.50 – 0.70 m de potencia, cuya dureza es inferior a la roca encajante, están orientados N60°W y buzamiento cercano a la vertical.



**Figura 34.** Diques observados en el primer afloramiento.  
Nota: Caraguay D. (2023)



En la parte central del afloramiento se puede apreciar cómo cambia el aspecto de la roca, pasando a estar altamente fracturado, e incluso se observa como aumenta la cobertura vegetal y se presenta un cambio de tonalidad de café claro a gris, además la roca presenta un alto grado de disgregamiento, es decir ha pasado por un proceso de meteorización que ha ido generando la presencia de pequeños surcos. (Figura 35).



**Figura 35.** Parte central del primer afloramiento donde la roca se encuentra más disgregada  
Nota: Caraguay D. (2023)

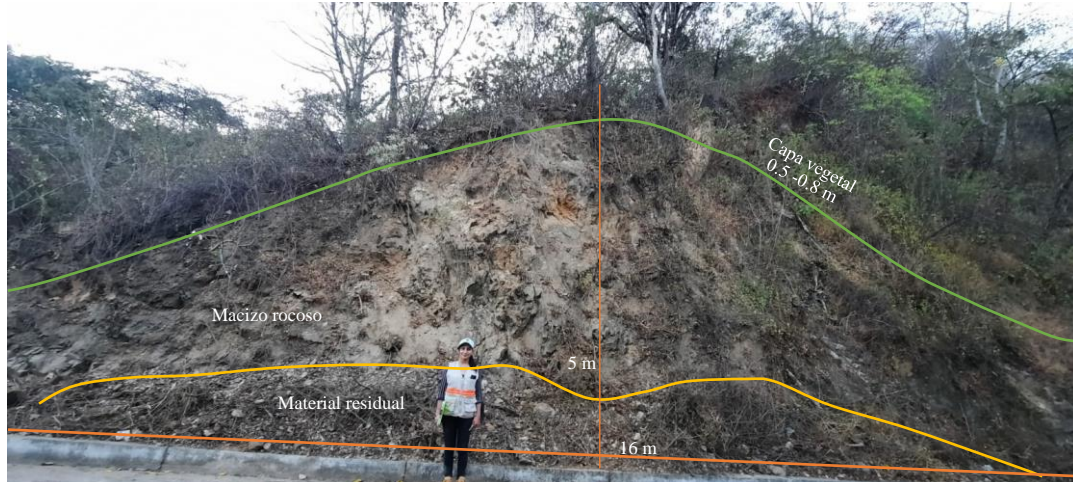
Hacia el límite occidental del área de estudio, siguiendo el primer afloramiento se continúa observando un perfil rocoso dominado por diaclasas de descompresión y escasa cobertura de suelo.



**Figura 36.** Parte final del primer afloramiento, dominada por diaclasas  
Nota: Caraguay D. (2023).



La mayor parte de los afloramientos se encuentran cubiertos por una cobertura vegetal de 0.5 a 0.8 m. En la figura 37 se puede observar otro afloramiento que presenta una zona rocosa, tiene unos 5 metros de potencia, y en la base se muestra roca disgregada, este afloramiento es de una longitud de 16 m.



**Figura 37.** Parte final del primer afloramiento.  
Nota: Caraguay D. (2023)

En los drenajes menores del sector se puede observar que están compuestos por andesitas de color verde oscuro, sus clastos son angulosos, masivas con un grado de fracturamiento medio, en general, la potencia de los suelos de cubierta es escasa, este material es originado a partir del aporte de sedimentos coluviales de la vertiente por acción de la gravedad y por el depósito de detritos transportados por el drenaje, por ello se ha determinado que forman parte de un material coluvio aluvial. (Figura 38, 39).



**Figura 38.** Andesita localizada en el sector nororiental, en los drenajes menores.  
Nota: Caraguay D. (2023)



**Figura 39.** Andesita residual localizada en el sector norte del área de estudio, cerca de los drenajes menores.  
Nota: Caraguay D. (2023)

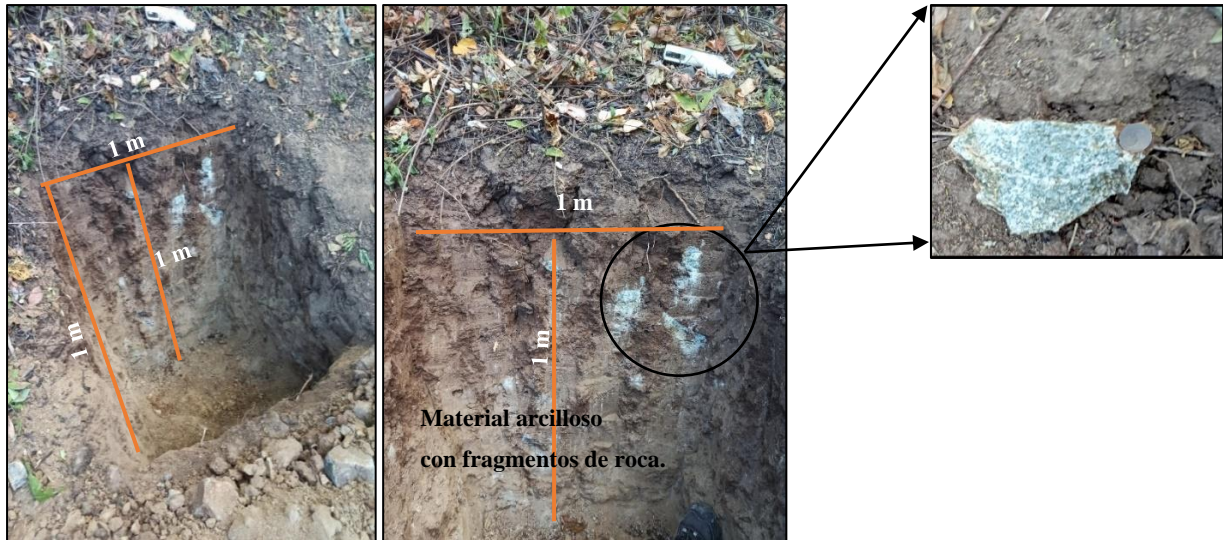
En el primer pozo realizado (Figura 40), bajo la cubierta de suelos orgánicos, es posible observar una zona de transición de tonalidad de café y gris claro, caracterizada por contener suelos arcillo – arenosos, además de la intercalación de fragmentos de roca andesita muy fracturada de un diámetro de 4 – 6 cm, en cuanto a su plasticidad se puede decir que es baja. Por la transición de color se deduce que es producto de la meteorización de la roca.



**Figura 40.** Pozo número 1.  
Nota: Caraguay D. (2023)

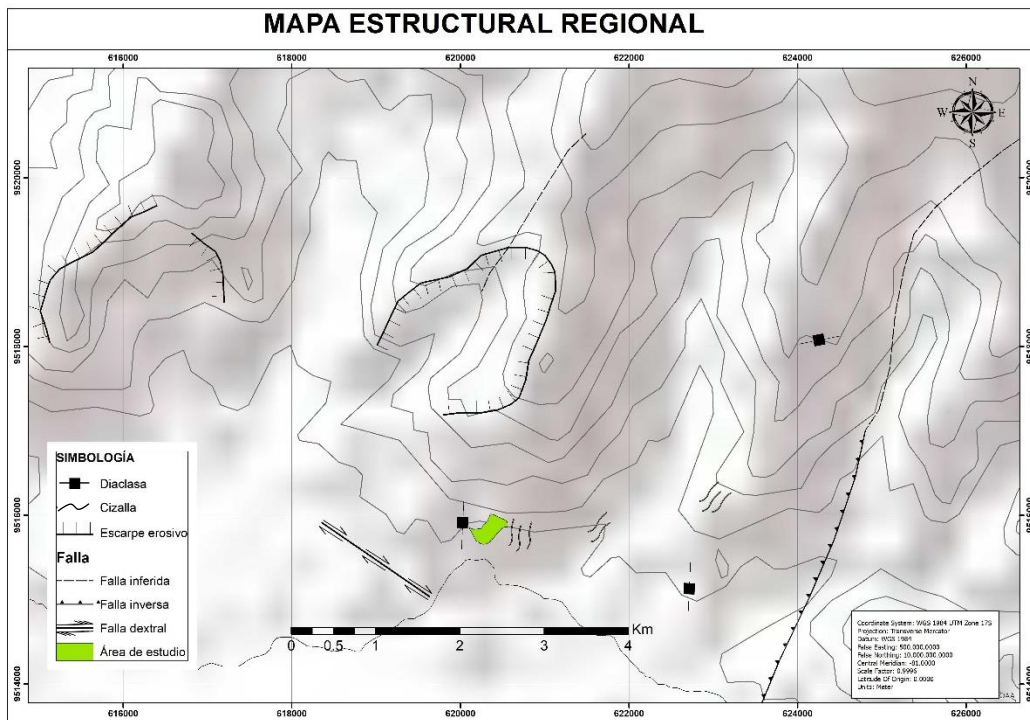
Las características que presenta el segundo pozo es que desde la base se observa un material arcilloso de tono café claro con una plasticidad baja, con intercalaciones de fragmentos de roca andesita de 5 a 15 cm la cual está muy meteorizada, tiene una potencia de 80 cm, seguido de ello tiene una tonalidad café oscuro prácticamente de una potencia de 20 cm considerándose como suelo orgánico, es un material arcillo arenoso y que por los fragmentos de roca se puede decir que a mayor profundidad hay un intrusivo, en la figura 41 se muestra la profundidad del pozo y una de las caras del mismo.





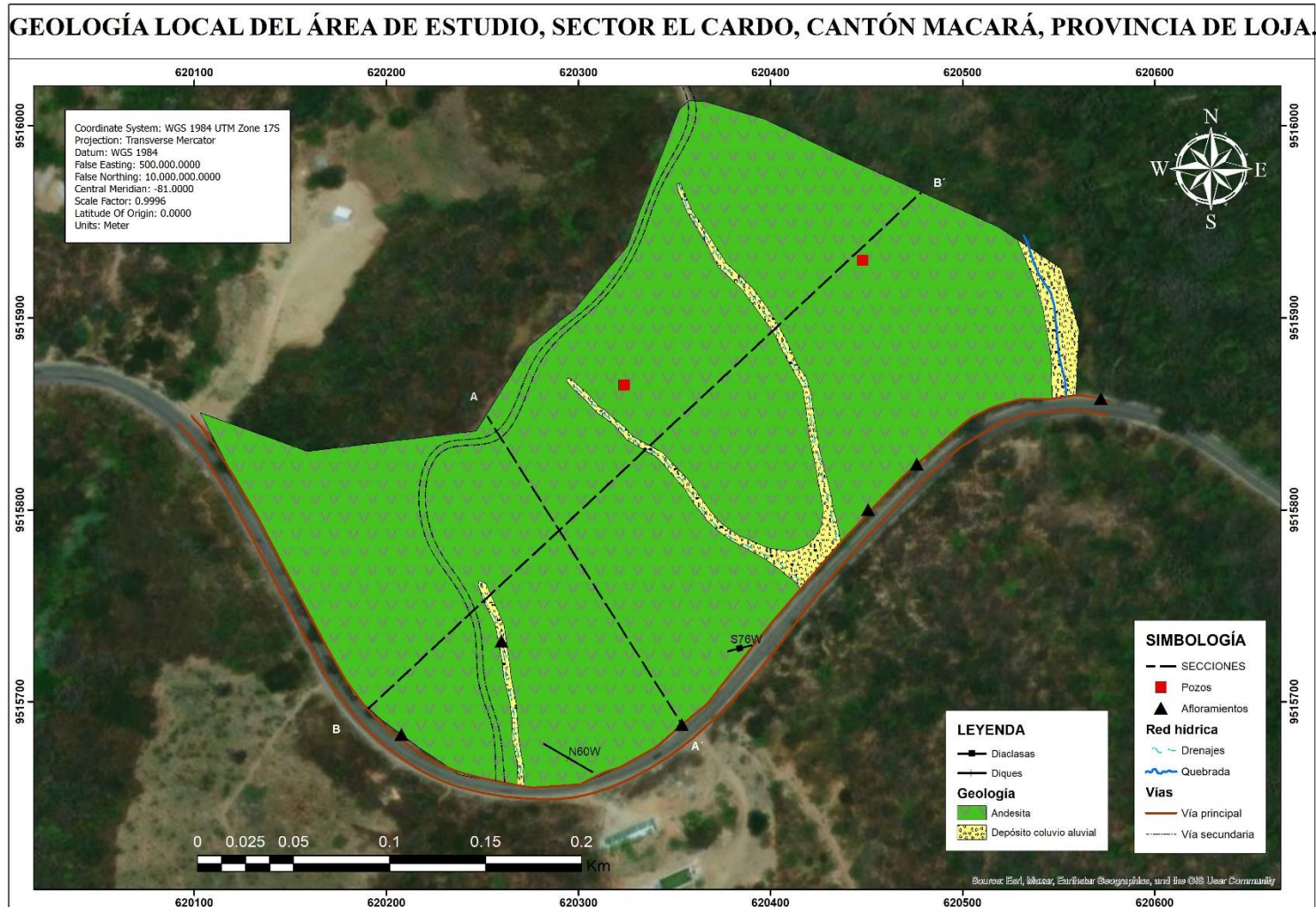
**Figura 41.** Pozo número 2.  
Nota: Caraguay D. (2023)

En cuanto a la geología estructural a nivel regional se pudo evidenciar la presencia de fallas, diaclasas, cizallas y escarpes erosivos cerca de la zona de estudio como se puede observar en la siguiente figura.



**Figura 42.** Mapa estructural regional.  
Nota: Adaptado del mapa geológico regional de Macará (2018)

En la figura 43, se observa el mapa geológico local del área de estudio (escala 1:1000), conformado únicamente por andesita y depósito coluvio aluvial. en donde además se incorporó las estructuras encontradas exactamente en el sector como los diques que afloran en el área junto con las diaclasas de descompresión. (Anexo 5. Mapa geológico y perfiles geológicos)

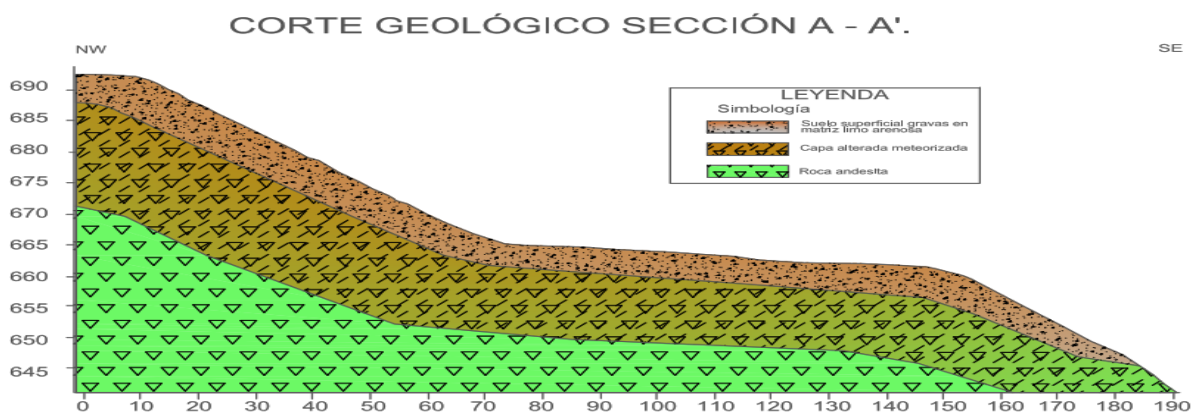


**Figura 43.** Mapa geológico local del sector de estudio  
**Nota:** Adaptado del mapa geológico regional de Macará (2018), modificado por: Caraguay D. (2023)



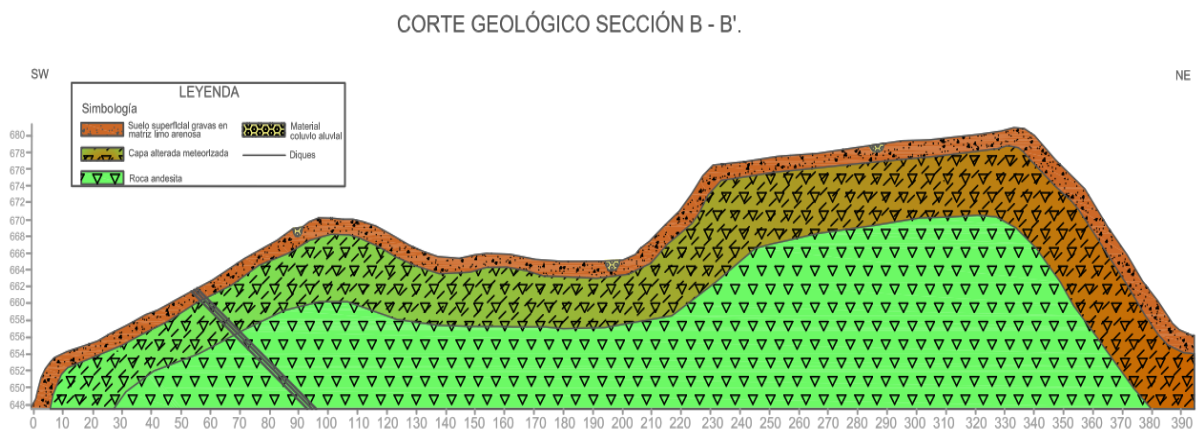
En la figura 44 y 45 se puede observar los dos perfiles geológicos realizados de manera vertical y horizontal. Prácticamente el área de estudio presenta una capa superior de suelo superficial con gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas, seguido de ello una capa alterada meteorizada de roca para finalmente llegar a la roca andesita competente, cabe recalcar que para la elaboración de estos perfiles también se corroboró con la información obtenida de los SEV.

**Perfil geológico A – A’.** En la figura 44 se representa el perfil geológico correspondiente a esta sección, con una dirección NW – SE, con una longitud de 190m, observando 3 capas definidas la primera de suelo superficial y gravas en matriz limo arenosa, la segunda capa una capa de andesita meteorizada y finalmente una roca andesita.



**Figura 44.** Perfil geológico A – A’  
Nota: Caraguay D. (2023)

**Perfil geológico B – B’.** En la figura 45 se observa el perfil geológico correspondiente a esta sección, con una dirección SW – NE, con una longitud de 386.83 m, también 3 capas definidas la primera de suelo superficial y gravas en matriz limo arenosa además se presenta material coluvio aluvial, la segunda capa una capa de andesita meteorizada y finalmente una roca andesita, además de la presencia del dique.



**Figura 45.** Perfil geológico B – B’  
Nota: Caraguay D. (2023)

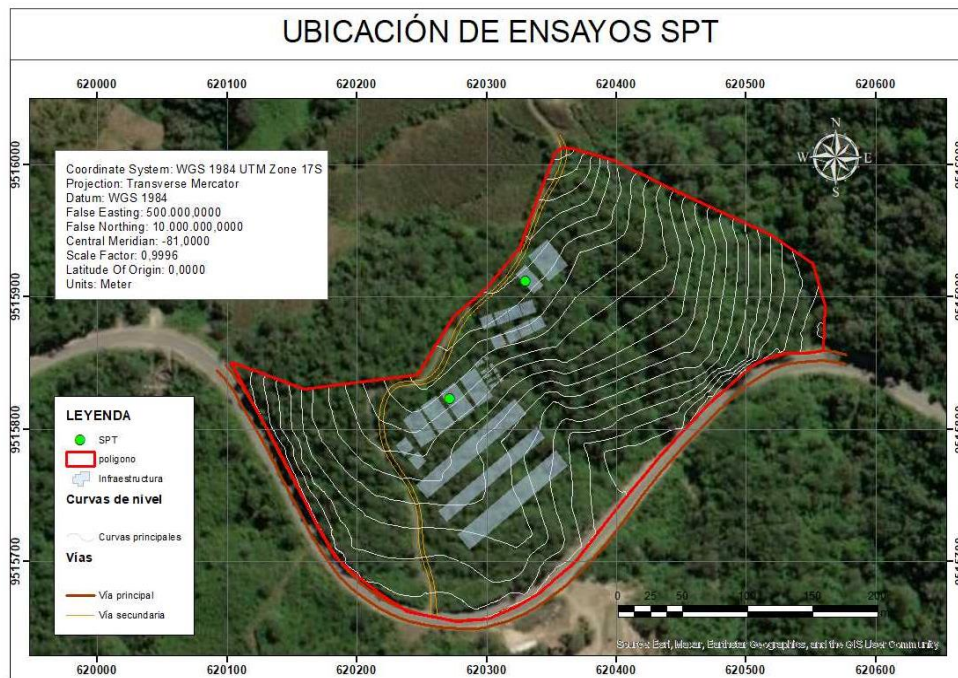
## 6.2 Propiedades físicas y mecánicas de los geomateriales.

### 6.2.1 Ensayo de Penetración Estándar SPT (Método directo)

Este ensayo se desarrolló en base a la normativa ASTM-D1586 y la metodología detallada anteriormente, se realizó 2 ensayos de penetración estándar (SPT), los cuales fueron ubicados en dependencia de la infraestructura que se tiene previsto construir, con la finalidad de poder obtener datos que sirvan para correlacionar la información, en la tabla 27 se muestran las coordenadas de ubicación exacta de los ensayos con la profundidad obtenida y en la figura 46, la ubicación espacial referencial de estos.

**Tabla 27.** Coordenadas de ubicación de los SPT

N° SPT	X	Y	Profundidad (m)
1	620329.71	9515911.92	2.0
2	620271.68	9515822.81	2.0



**Figura 46.** Ubicación de los Ensayos de Penetración Estándar.

Nota: Caraguay D. (2023)

Se realizó tanto los ensayos de campo como los análisis de las muestras de laboratorio con la ayuda del laboratorio de mecánica de suelos ESTSUELCON CIA. LTDA. Ya con los resultados obtenidos (Anexo 6. Resultados SPT de laboratorio) se procedió a realizar los respectivos cálculos para obtener parámetros geotécnicos.

- SPT #1

En la siguiente tabla se puede apreciar los resultados obtenidos del primer SPT.



**Tabla 28.** Clasificación y descripción del primer SPT.

PRO F. (m)	N.F. (m)	STANDARD PENEIRATION TEST (S.P.T)					CLASIFICACIÓN S.U.C.S.							Perfil estratigráfico	Descripción del Suelo								
		15	30	45	N SPT	GRÁFICO DE GOLPES DESPT						W (%)	ÍMITES ATTERBERG			SUCS							
						0	10	20	30	40	50		60				L.L.	L.P.	I.P.	G	A	F	
0																							
1,0		9	19	28	47									8	42	32	10	51	18	31	GM		Grava limosa con arena
2,0		18	30	R	50									-	-	-	-	-	-	-	GM		

Nota: Obtenido de ESTSUELCON CIA, LTDA.

Prácticamente corresponde a gravas limosas, mezclas grava-arena-limo, con un  $N_{SPT}$  de 47 golpes al primer metro y de 50 golpes a los 2 metros en donde se produjo el rebote, con un contenido de humedad de 7.76%.

- SPT #2

En la tabla 29 se puede apreciar los resultados obtenidos del segundo SPT.

**Tabla 29.** Clasificación y descripción del segundo SPT.

PRO F. (m)	N.F. (m)	STANDARD PENEIRATION TEST (S.P.T)					CLASIFICACIÓN S.U.C.S.							Perfil estratigráfico	Descripción del Suelo								
		15	30	45	N SPT	GRÁFICO DE GOLPES DESPT						W (%)	ÍMITES ATTERBERG			SUCS							
						0	10	20	30	40	50		60				L.L.	L.P.	I.P.	G	A	F	
0																							
1,0		11	14	19	33									7	36	24	12	67	12	21	GC		Grava arcillosa
2,0		22	26	R	50									-	-	-	-	-	-	-	GC		

Nota: Obtenido de ESTSUELCON CIA, LTDA.

Aquí se puede observar que corresponde a gravas arcillosas, una mezcla de grava-arena-arcilla con un  $N_{SPT}$  de 33 golpes al primer metro y de 50 golpes a los 2 metros para llegar a un rebote, presentó un contenido de humedad de 7.31%.

Finalmente, en la tabla 30 se presenta un resumen de los datos obtenidos en campo y laboratorio, con los respectivos cálculos de  $N_{60}$ ,  $N_{160}$  y el  $\emptyset$  (DUNHAM)

**Tabla 30.** Resumen de datos de campo, laboratorio y resistencias.

POZO	PROF m.	C. H. %	L. L. %	L. P. %	I. P. %	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACIÓN		$N_{60}$ golpes	$N_{160}$ golpes	$\emptyset$ (DUNHAM) °
									SUCS	AASHTO			
SPT 1	1,00	7,76	42	32	10	51,06	17,85	31,09	GM	A-2-5	35	46	45.49
	2,00	-	-	-	-	-	-	-	GM	A-2-5	38	49	46.35
SPT 2	1,00	7,31	36	24	12	67,27	12,13	20,60	GC	A-2-6	25	32	42.32
	2,00	-	-	-	-	-	-	-	GC	A-2-6	38	49	46.35

Nota: Caraguay D. (2023)



### 6.2.2 Sondeos Eléctricos Verticales SEV (Método indirecto)

En el área de estudio se realizaron 3 sondeos eléctricos verticales, que fueron distribuidos en función de la infraestructura que se pretende construir, para poder correlacionarlos y obtener un perfil geoelectrico. (Anexo 7. Resultados SEV)

Para este estudio se ubicaron los SEV en las siguientes coordenadas. (Tabla 31).

**Tabla 31.** Coordenadas de ubicación de los SEV

N° SEV's	X	Y	Z	Abertura AB/2(m)
<b>Línea 1</b>	620329.71	9515911.92	698	50
<b>Línea 2</b>	620271.68	9515822.81	680	50
<b>Línea 3</b>	620307.59	9515760.29	663	50

Nota: Caraguay D. (2023)

La ubicación espacial se muestra en la figura 47.



**Figura 47.** Disposición de los Sondeos Eléctricos Verticales.

Nota: Caraguay D. (2023)

- SEV #1

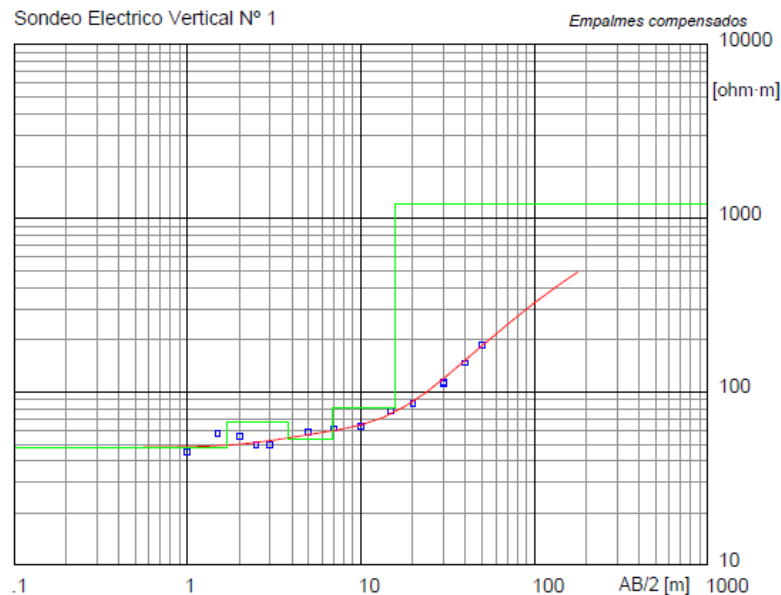
Se realizó en la parte más alta de la zona, en este caso el SEV abarca el área de las bodegas y el campamento, llegando a una abertura máxima de AB/2 de 50m y a una profundidad estimada de 9.1 m, esta abertura se ubicó en una dirección NE-SW obteniendo 20 mediciones en campo, en la tabla 32 se detallan los datos que se recolectaron.

**Tabla 32.** Datos obtenidos en campo – SEV 1.

AB/2	MN/2 (m)	K (m)	$\Delta v/i$	Resistividad ( $\Omega.m$ )
1	0.5	2,4	19,187	46,049
1.5	0.5	6,28	9,1041	57,174
2	0.5	11,78	4,6743	55,063
2.5	0.5	18,85	2,6147	49,287
2.5	1	8,25	6,1389	50,646
3	0.5	27,5	1,836	50,490
3	1	12,6	3,8676	48,732
5	1	37,7	1,6128	60,803
7	1	75,4	0,8377	63,163
10	1	155,5	0,41294	64,212
10	2.5	58,9	0,58928	34,709
15	1	351,9	0,22794	80,212
15	2.5	137,4	0,21891	30,078
20	2.5	247,4	0,24208	59,891
20	10	47,1	1,3833	65,153
30	2.5	561,6	0,2034	114,229
30	10	125,7	0,78533	98,716
40	10	235,6	0,54638	128,727
50	10	377	0,43374	163,520

Nota: Caraguay D. (2023)

Se utilizó el interpretador automático IPI2win, generando la cantidad necesaria de capas, para obtener la curva de resistividad aparente y para presentación de resultados se empleó el software WinSEV.


**Figura 48.** Curvas de resistividad SEV1.

Nota: Caraguay D. (2023)

Posteriormente se establecieron los espesores de las capas y las resistividades verdaderas correspondientes a cada una de ellas. En función de la figura 48, se establece que existen 4 capas, pero para mayor entendimiento se han unificado en base a la resistividad, por

ende, van desde suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas hasta la roca totalmente andesita, como se muestra en la tabla 33.

**Tabla 33.** Resultados obtenidos del SEV 1.

Nº SEV	Resistividad $\Omega\text{m}$	Espesor (m)	Correspondencia del material	Perfil estratigráfico
1	48	6.8	Suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas	
	81	9.1	Capa alterada meteorizada	
	1200	$\infty$	Roca andesita fracturada.	

Nota: Descripción del material que se encuentra presente en el SEV 1, elaborado por Caraguay D. (2023)

- SEV #2

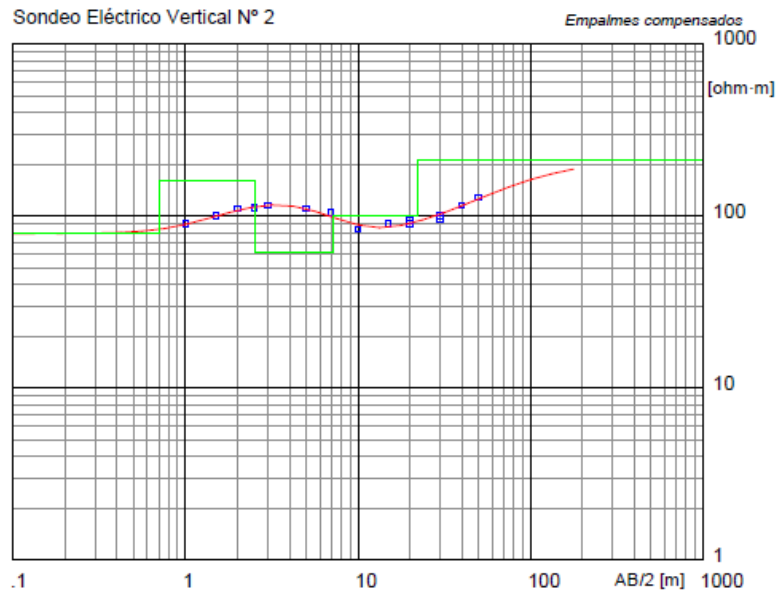
Esta línea se realizó de igual manera considerando el plano de infraestructura previa abarcando el área de funcionamiento de maquinarias y equipos, llegando a una abertura máxima de AB/2 de 50m y a una profundidad estimada de 15 m, esta abertura se ubicó en una dirección NE-SW, obteniendo 20 mediciones en campo, en la tabla 34 se detallan los datos que se recolectaron.

**Tabla 34.** Datos obtenidos en campo – SEV 2.

B/2	MN/2 (m)	K (m)	$\Delta v/i$	Resistividad ( $\Omega\text{.m}$ )
1	0.5	2,36	38,087	89,89
1.5	0.5	6,28	15,999	100,47
2	0.5	11,78	9,3261	109,86
2.5	0.5	18,85	5,9065	111,34
2.5	1	8,25	14,498	119,61
3	0.5	27,5	4,1868	115,14
3	1	12,6	9,9369	125,20
5	1	37,7	3,1743	119,67
7	1	75,4	1,4953	112,75
10	1	155,5	0,58697	91,27
10	2.5	58,9	1,4048	82,74
15	1	351,9	0,27857	98,03
15	2.5	137,4	0,65472	89,96
20	2.5	247,4	0,41679	103,11
20	10	47,1	2,0061	94,49
30	2.5	561,6	0,18725	105,16
30	10	125,7	0,83186	104,56
40	10	235,6	0,50775	119,63
50	10	377	0,3534	133,23

Nota: Caraguay D. (2023)

Mediante el programa IPI2Win se creó 4 capas, y de tal manera se pudo obtener la curva de resistividad aparente, la cual se observa en la siguiente figura.



**Figura 49.** Curvas de resistividad SEV2.

Nota: Caraguay D. (2023)

En función de la figura 49, se establece que existen 4 capas que al igual que en el SEV #1 se unificaron quedando de tal manera 3 capas que van desde suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa hasta la roca fracturada muy alterada, como se detalla en la tabla 35.

**Tabla 35.** Resultados obtenidos del SEV 2.

N° SEV	Resistividad $\Omega m$	Espesor (m)	Correspondencia del material	Perfil estratigráfico
2	79	7.11	Suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas, con presencia de bloques muy alterados	
	100	15	Capa alterada y muy meteorizada	
	213	$\infty$	Roca fracturada muy alterada	

Nota: Descripción del material que se encuentra presente en el SEV 2, elaborado por Caraguay D. (2023)

- SEV #3

Por último, el tercer SEV se realizó considerando las piscinas de relaves que se prevé construir, se llegó a una abertura máxima AB/2 de 50m y a una profundidad estimada de 8.4 m, dicha abertura tuvo una dirección NW-SE, se recolectaron 20 mediciones en campo, en la tabla 36 se detallan los datos que recolectados.

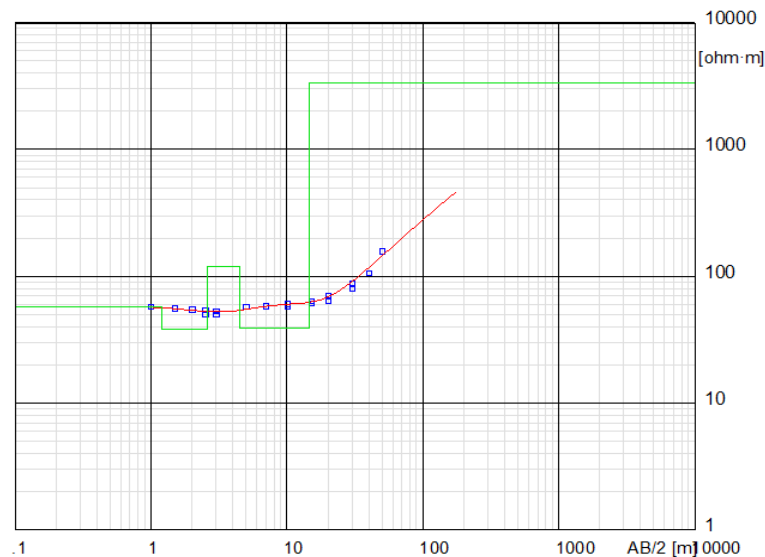
**Tabla 36.** Datos obtenidos en campo – SEV 3.

AB/2	MN/2 (m)	K (m)	$\Delta v/i$	Resistividad ( $\Omega.m$ )
1	0.5	2,36	24,351	57,47
1.5	0.5	6,28	8,9111	55,96
2	0.5	11,78	4,677	55,10
2.5	0.5	18,85	2,8933	54,54
2.5	1	8,25	6,1231	50,52
3	0.5	27,5	1,9363	53,25
3	1	12,6	4,002	50,43

5	1	37,7	1,5249	57,49
7	1	75,4	0,77341	58,32
10	1	155,5	0,37028	57,58
10	2.5	58,9	1,03458	60,94
15	1	351,9	0,17445	61,39
15	2.5	137,4	0,4626	63,56
20	2.5	247,4	0,28861	71,40
20	10	47,1	1,3537	63,76
30	2.5	561,6	0,15707	88,21
30	10	125,7	0,63587	79,93
40	10	235,6	0,44931	105,86
50	10	377	0,42038	158,48

Nota: Caraguay D. (2023)

La curva de resistividad aparente que se obtuvo mediante el programa IPI2Win se observa en la figura 50.



**Figura 50.** Curvas de resistividad SEV3.

Nota: Caraguay D. (2023)

En función de esta figura, se establece que existen 5 capas, que al unificarlas se reducen a 3 capas que van desde suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa hasta la roca andesita.

(Tabla 37).

**Tabla 37.** Resultados obtenidos del SEV 3.

Nº SEV	Resistividad $\Omega m$	Espesor (m)	Correspondencia del material	Perfil estratigráfico
3	58	2.6	Suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas con presencia de bloques muy alterados	
	119	11.9	Capa alterada y muy meteorizada	
	3306	$\infty$	Roca andesita fracturada	

Nota: Descripción del material que se encuentra presente en el SEV 3, elaborado por Caraguay D. (2023)



### 6.2.3 Sísmica de refracción (Método indirecto)

El sondeo de sísmica de refracción se realizó a partir de un perfil de 55 m de longitud para la percepción de las ondas  $V_p$ , localizada en base a la infraestructura que se tiene como referencia para la construcción de la planta de tratamiento y beneficio. Las coordenadas de ubicación de la misma se ubican en la tabla 37, y de igual manera se observa en la figura 51 la ubicación espacial.

**Tabla 38.** Coordenadas de ubicación LS 1.

Línea Sísmica	Geófono	Coordenadas WGS84 17S		Distancia geófonos (m)	entre	Longitud efectiva (m)
		Este (m)	Norte (m)			
LS-01	1	620278.7	9515812.3	5		60
	12	620307.6	9515760.3			

Nota: Caraguay D. (2023)



**Figura 51.** Disposición de la Línea Sísmica de Refracción.

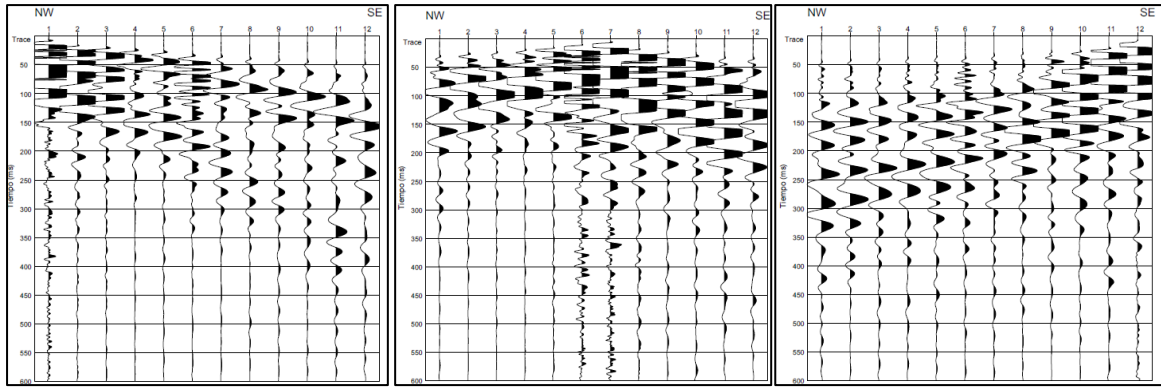
Nota: Caraguay D. (2023)

- Línea de refracción sísmica LS-01.

La línea tuvo una orientación de NW – SE, cortando de forma paralela a las curvas de nivel, estableciendo el inicio de la línea al NW del tendido sísmico.

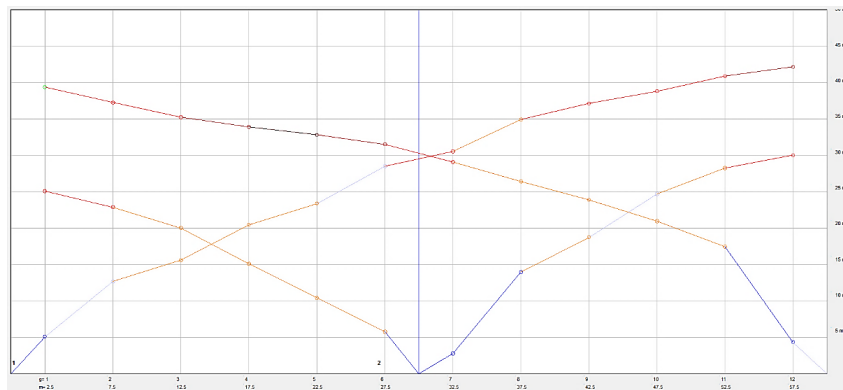
Esta línea presenta una resolución hasta una profundidad de 20 - 25 metros.

Los sismógrafos obtenidos para cada estación se presentan a continuación en la figura 52 a), b) y c).



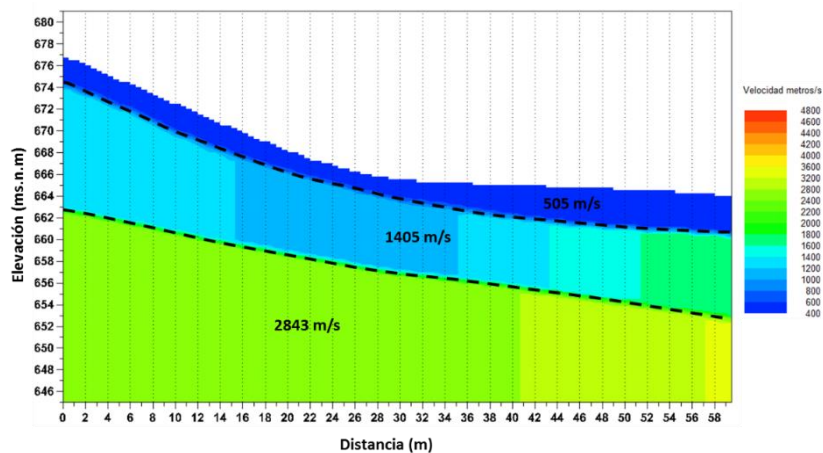
**Figura 52.** Sismograma LS-01: a) Disparo 1 (junto a geófono 1); b) Disparo 2 (geófono 6-7); c) Disparo 3(junto a geófono 12)  
Nota: Obtenido de (ESTSUELCON, 2022)

Con esto, se obtuvo la dromocrona que se muestra en la Figura 53, en la misma que se observa tres líneas de dromocronas, mediante las cuales se pudo determinar la cantidad de estratos presentes en la línea sísmica LS-01.



**Figura 53.** Dromocrona de la LS-01.  
Nota: Obtenido de (ESTSUELCON, 2022)

A partir de ello se pudo obtener el perfil sísmico, mostrado en la Figura 54. (Anexo 8. Resultados Línea Sísmica).



**Figura 54.** Perfil sísmico de la LS-01.  
Nota: Obtenido de (ESTSUELCON, 2022)



Con los resultados de velocidad de onda compresional se pudo identificar tres unidades geosísmicas con las siguientes características (Tabla 39):

**Tabla 39.** Complejos sísmicos, velocidades de onda y correspondencia geológica.

Capa	Velocidad Sísmica Ondas P (m/s)	Espesores (m)	Tipo de material estimado	Perfil estratigráfico.
A	441 – 579	1.80 – 3.45	Suelo superficial gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas con presencia de bloques muy alterados.	
B	1078 - 1800	6.50 – 10.7	Capa alterada y muy meteorizada	
C	2534 - 3245	-	Roca andesita fracturada	

Nota: Descripción del material que se encuentra presente en la línea sísmica, elaborado por Caraguay D. (2023)

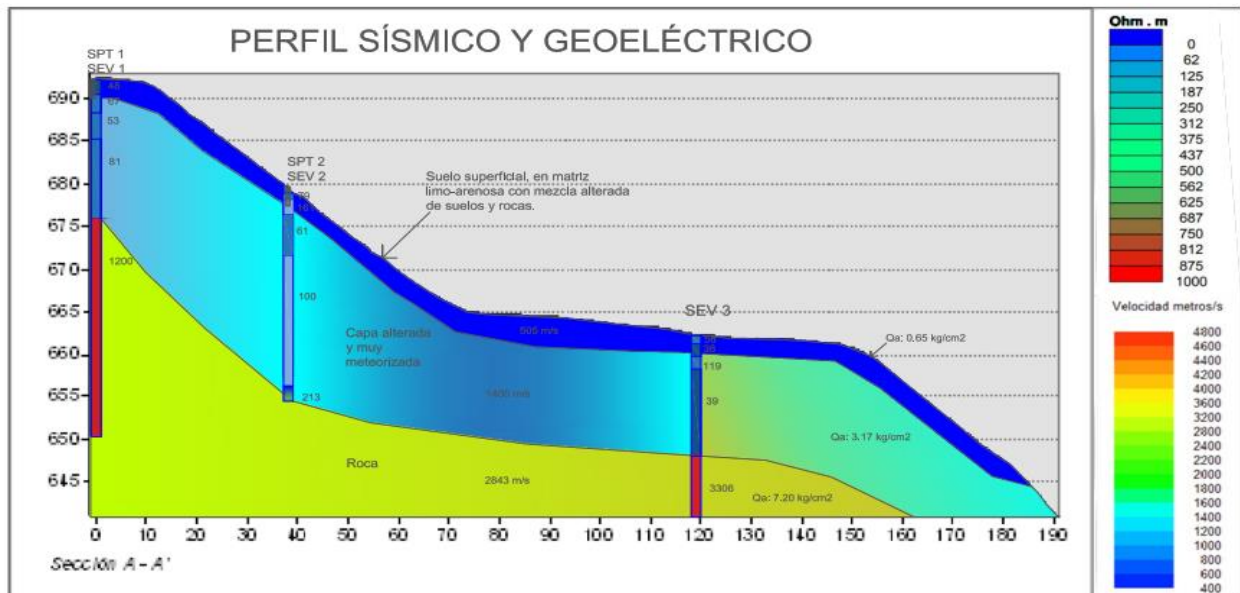
Los valores obtenidos del perfil estratigráfico para la Línea de Refracción Sísmica LS-01 se muestran en la Tabla 40.

**Tabla 40.** Parámetros de cada capa de la línea sísmica.

CAPA SISMICA		1	2	3
Potencia	m	1.80-3.45	6.50-10.70	-
Vp	m/s	505	1405	2843
Vs	m/s	289	803	1625
$\gamma$	gr/cm <sup>3</sup>	1.85	2.20	2.60
(Mindel) N	Golpes	7	32	73
(Dunham) Ø	°	34,0	44,7	54,6
Vs 30	m/s	956		

Nota: Caraguay D. (2023)

En base a los ensayos de penetración estándar, SEV's y línea sísmica se superpuso los datos con el fin de poder correlacionar datos e información. (Figura 55)



**Figura 55.** Correlación de SPT's SEV's y Línea sísmica de refracción.

Nota: Adaptado de ESTSUELCON CIA. LTDA, 2022

#### 6.2.4 Caracterización del macizo rocoso.

Se determinó el Índice de Calidad de la Roca en un macizo rocoso representativo de la zona de estudio (Anexo 9. Toma de datos de campo del macizo rocoso) (Anexo 10. Toma de datos de discontinuidades), fichas de caracterización RMR, el cual servirá de asiento para la cimentación de la infraestructura a construir, los resultados se muestran a continuación.

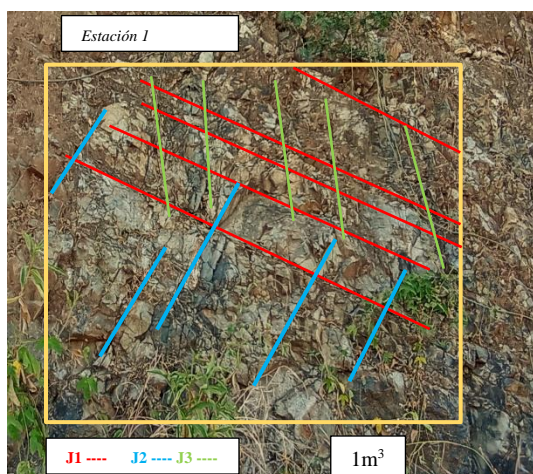
##### - RQD

El talud considerado está conformado por roca andesita, en la parte superior presenta una pequeña capa de cobertura vegetal y materia orgánica, mientras que en la parte central se encuentran bloques con presencia de diaclasas. (Figura 56).



**Figura 56.** Macizo rocoso, andesita.  
Nota: Caraguay D. (2023)

Se caracterizó el macizo con la finalidad de obtener datos representativos para el análisis del macizo rocoso, para ellos se identificó una estación en el talud, en la figura 57 se puede observar la misma.



**Figura 57.** Estación de toma de datos de las juntas del macizo rocoso.  
Nota: Caraguay D. (2023)



En la Tabla 41 se presenta los resultados del cálculo del RQD para el macizo rocoso.

**Tabla 41.** Cálculo del RQD para el Macizo Rocosos de la estación 1.

Junta	SMi (m)	1/SMi (m)	Jv/m3	RQD	Calidad de la Roca
J1	0,16	6,25			
J2	0,22	4,55	16,35	69,12	Media
J3	0,18	5,56			

Nota: Se puede comprobar que la roca es de calidad media por el valor del RQD, elaborado por Caraguay D. (2023)

- RMR.

La clasificación RMR se realizó en base a la metodología antes detallada, en la tabla 42 se detalla la clasificación de la J1.

**Tabla 42.** Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 1 del macizo rocoso,

1 Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	4 – 10	1 – 2	Prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.		
	Compresión simple	> 250	250 – 100	100 – 50	50 – 25	25 – 5- 5	<1 1
Clasificación		15	12	7	4	2	1
2 RQD		90 % - 100%	75 % - 90%	50 % - 75%	25 % - 50%		< 25 %
Clasificación		20	17	13	6		3
3 Separación ente diaclasas		> 2 m	0.6 – 2m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m		< 0.06 m
Clasificación		20	15	10	8		5
4 Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m		>20m
	Puntuación	6	4	2	1		0
	Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm		>5mm
	Puntuación	6	5	3	1		0
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada		Suave
	Puntuación	6	5	3	1		0
	Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5mm		Relleno blando > 5mm
	Puntuación	6	4	2	2		0
	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada		Descompuesta
	Puntuación	6	5	3	1		0
5 Agua freática	Caudal por 10 m de túnel.	Ninguna	<10 ltr/min.	10 - 25 ltr/min.	25 – 125 ltr./min.		> 125 ltr./min.
	Relación: Presión de agua en la fisura, tensión principal mayor	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5		> 0.5
	Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteado		Fluido



Clasificación	15	10	7	4	0	
<b>Corrección por la orientación de las discontinuidades</b>						
<b>Dirección y buzamiento</b>	Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables	
<b>Valoración para</b>	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
<b>VALOR RMR</b>	52					

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

Para la primera junta se obtuvo una valoración RMR total de 52, dando como resultado lo siguiente: clase III, calidad Media, cohesión 2-3kg/cm<sup>2</sup> y ángulo de rozamiento 25°-35° (ver tabla 43).

**Tabla 43.** Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.

Clase	I	II	III	IV	V
<b>Calidad</b>	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
<b>Valoración RMR</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
<b>Cohesión</b>	> 4 kg/cm <sup>2</sup>	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	< 1 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ángulo de rozamiento</b>	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

En la siguiente tabla se detalla la clasificación de la J2 de la primera estación.

**Tabla 44.** Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 2 del macizo rocoso,

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual simple	>10	4 – 10	1 – 2	Prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.		
		Compresión simple	> 250	250 – 100	100 – 50	50 – 25	25 – 5-5	<1
	Clasificación		15	12	7	4	2	1
2	RQD		90 % - 100%	75 % - 90%	50 % - 75%	25 % - 50%		< 25 %
	Clasificación		20	17	13	6		3
3	Separación ente diaclasas		> 2 m	0.6 – 2m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m		< 0.06 m
	Clasificación		20	15	10	8		5
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m		>20m
		Puntuación	6	4	2	1		0
		Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm		>5mm
		Puntuación	6	5	3	1		0
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada		Suave
		Puntuación	6	5	3	1		0
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno < 5mm	Relleno blando < 5mm	< Relleno blando > 5mm
		Puntuación	6	4	2	2		0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada		Descompuesta
		Puntuación	6	5	3	1		0
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel.	Ninguna	<10 ltr/min.	10 - 25 ltr/min.	25 – 125 ltr./min.		> 125 ltr./min.
		Relación: Presión de	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5		> 0.5



agua en la fisura, tensión principal mayor	Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteado	Fluido
Clasificación	15	10	7	4	0	
<b>Corrección por la orientación de las discontinuidades</b>						
<b>Dirección y buzamiento</b>	Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables	
<b>Valoración para</b>	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
<b>VALOR RMR</b>	54					

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

Para la segunda junta se obtuvo una valoración RMR total de 54, dando como resultado lo siguiente: clase III, calidad Media, cohesión 2-3kg/cm<sup>2</sup> y ángulo de rozamiento 25°-35° (ver tabla 45).

**Tabla 45.** Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.

Clase	I	II	III	IV	V
<b>Calidad</b>	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
<b>Valoración RMR</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
<b>Cohesión</b>	> 4 kg/cm <sup>2</sup>	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	< 1 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ángulo de rozamiento</b>	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

A continuación, se detalla la clasificación de la Junta 3.

**Tabla 46.** Clasificación geomecánica RMR de Bienawski para la Junta 3 del macizo rocoso.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	4 – 10	1 – 2	Prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.		
	Compresión simple	> 250	250 – 100	100 – 50	50 – 25	25 – 5-5	1	<1
	Clasificación	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD	90 % - 100%	75 % - 90%	50 % - 75%	25 % - 50%	< 25 %		
	Clasificación	20	17	13	6	3		
3	Separación ente diaclasas	> 2 m	0.6 – 2m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m	< 0.06 m		
	Clasificación	20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m	
	Puntuación	6	4	2	1	0		
	Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
	Puntuación	6	5	3	1	0		
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
	Puntuación	6	5	3	1	0		
	Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno < 5mm	blando	<	Relleno blando > 5mm
	Puntuación	6	4	2	2	0		
	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
	Puntuación	6	5	3	1	0		





5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel.	Ninguna	<10 ltr./min.	10 - 25 ltr./min.	25 – 125 ltr./min.	> 125 ltr./min.
		Relación:	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5
		Presión de agua en la fisura, tensión principal mayor					
	Condiciones generales	Totalmente seco	Húmedo	Mojado	Goteado	Fluido	
	Clasificación	15	10	7	4	0	
<b>Corrección por la orientación de las discontinuidades</b>							
<b>Dirección y buzamiento</b>		Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables	
<b>Valoración para</b>	Túneles	0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	
<b>VALOR RMR</b>	56						

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

Para la tercera junta se obtuvo una valoración RMR total de 56, dando como resultado lo siguiente: clase III, calidad Media, cohesión 2-3kg/cm<sup>2</sup> y ángulo de rozamiento 25°-35° (ver tabla 47).

**Tabla 47.** Calidad del macizo rocoso en relación al índice RMR de la primera junta.

Clase	I	II	III	IV	V
<b>Calidad</b>	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
<b>Valoración RMR</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
<b>Cohesión</b>	> 4 kg/cm <sup>2</sup>	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	< 1 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ángulo de rozamiento</b>	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)

Finalmente, en la tabla 48 se resume las puntuaciones de cada familia de juntas observada.

**Tabla 48.** Parámetros del RMR para la clasificación geomecánica de juntas 1, 2 y 3 del macizo rocoso.

JUNTAS	σc (Mpa)	PUNTAJE	RQD (100%)	PUNTAJE	Smi (m)	ESTADO DE DISCONTINUIDAD										Corrección por orientación	RMR	
						LD (m)	PUNTAJE	AB	PUNTAJE	RU	PUNTAJE	RE	PUNTAJE	ALT	PUNTAJE			AGUA
J1	54,63	7	68,08	13	10	3-10 m	2	3	Ond	1	Relleno blando	2	Muy alterada	1	Seco	15	-2	52
J2	54,63	7	68,08	13	8	< 1m	6	3	Ond	1	Relleno blando	2	Muy alterada	1	Seco	15	-2	54
J3	54,63	7	68,08	13	8	< 1m	6	3	Ond	3	Relleno blando	2	Muy alterada	1	Seco	15	-2	56
<b>RMR PROMEDIO</b>						<b>CALIDAD DE LA ROCA</b>												
54						MEDIA												

Nota: Adaptado de (Bienawski, 1989), modificado por Caraguay D. (2023)



### Criterio de rotura según Hoek y Brown

A partir de los resultados obtenidos con el RMR y aplicando la versión del criterio de rotura de Hoek-Brown (2013) propuesto inicialmente en 1980. Es posible obtener los parámetros de resistencia al corte: C (cohesión) y  $\phi$  (ángulo de fricción). Estos datos se muestran en la tabla 49.

**Tabla 49.** Cohesión y ángulo de fricción según el criterio de rotura de Hoek y Brown.

<b>Datos</b>	
<b>c (Mpa)</b>	54.63
<b>GSI</b>	52.04
<b>mi</b>	19
<b>D</b>	1
<b>mb</b>	0.616
<b>s</b>	0.0003
<b>a</b>	0.505
<b>Resultados</b>	
<b>cu (Mpa)</b>	0.365
<b><math>\phi</math></b>	43.26°

Nota: Caraguay D. (2023)



### 6.3 Parámetros ingenieriles.

Una vez obtenidos los resultados de los ensayos se procede a realizar una comparación primeramente en la capacidad portante obtenida del SPT, la línea sísmica y la caracterización del macizo rocoso.

#### 6.3.1 Capacidad portante

Se obtuvo la capacidad portante con los resultados del SPT aplicando la fórmula de Meyerhof y sumado a ello se realizó la corrección de la capacidad portante por inclinación de talud.

#### Capacidad portante en base al SPT

- Meyerhof

**Tabla 50.** Capacidad portante en base al SPT según Meyerhof. (1963)

SPT	C1	Qa	Qu
		Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
1	1 m	3,53	10,58
	2 m	3,75	11,25
2	1 m	2,48	7,43
	2 m	3,75	11,25

Nota: Se considera el Qa obtenido a los 2m como un valor conservador debido a que a esa profundidad se dio el rebote, elaborado por Caraguay D. (2023)

**Tabla 51.** Corrección de capacidad portante por inclinación del talud, según la normativa francesa.

SPT	Df/B	Ig	Qa Kg/cm <sup>2</sup>	Qu Kg/cm <sup>2</sup>
1	1	0.5	1.77	5.62
2	1	0.5	1.24	5.62

Nota: Caraguay D. (2023)

#### Capacidad portante en base a la Línea Sísmica

- Meyerhof

**Tabla 52.** Capacidad portante en base a la línea sísmica según Meyerhof. (1963)

		C1	C2	C3
Prof. promedio	m	2.63	11.23	∞
Qa, Fs 3	Kg/cm <sup>2</sup>	0.65	3.17	7.20
Qu	Kg/cm <sup>2</sup>	1.95	9.51	21.60

Nota: Caraguay D. (2023)

- Tezcan

**Tabla 53.** Capacidad portante en base a la línea sísmica según Tezcan. (2009)

		C1	C2	C3
Qa, Fs 4	Kg/cm <sup>2</sup>	1.11	-	-
Qa, Fs 3.96	Kg/cm <sup>2</sup>	-	4.051	-
Qa, Fs 3.3	Kg/cm <sup>2</sup>	-	-	11.73

Nota: Caraguay D. (2023)



### Capacidad portante en macizo rocoso.

- Serrano y Olalla.

**Tabla 54.** Capacidad portante en base al macizo rocoso según Serrano y Olalla (2001)

Variable	Unidades	Resultado
<b>a</b>	adimensional	20
<b>b</b>	adimensional	8
<b>m</b>	adimensional	1,90
<b>s</b>	adimensional	0,0032
<b><math>\beta</math></b>	MPa	13,01
<b><math>\xi</math></b>	adimensional	0,007
<b><math>\sigma_1</math></b>	MPa	0,04
<b><math>\sigma_{01}^*</math></b>	MPa	0,01
<b><math>N_\beta</math></b>	adimensional	5,00
<b>Ph</b>	MPa	64,95
<b>Fm</b>	adimensional	2,93
<b>Fp</b>	adimensional	29
<b>F</b>	adimensional	84,97
<b><math>\sigma_{adm}(q_{adm})</math></b>	MPa	0,76
<b><math>\sigma_{adm}(q_{adm})</math></b>	Kg/cm <sup>2</sup>	7.80

Nota: Caraguay D. (2023)

**Tabla 55.** Corrección de capacidad portante por la normativa francesa.

Df/B	Ig	Qa Kg/cm <sup>2</sup>
1	0.5	3.90

Nota: Caraguay D. (2023)

### 6.3.2 Asentamientos

Se procedió a calcular los módulos de elasticidad que son los que determinan la deformación del material. Para ello se empleó los datos de la línea sísmica.

**Tabla 56.** Módulos de elasticidad según (Naranjo & Dranichnikov, 2012), en base a datos de la línea sísmica.

		Capa 1	Capa 2	Capa 3
<b>R. Poisson n</b>	Adimen.	0,256	0,257	0,257
<b>G din</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	1533,9	14340,6	69164,5
<b>E din</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	3854,6	36065,1	173932,9
<b>E est</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	1679	21571	129945
<b>E def</b>	Kgf/cm <sup>2</sup>	146	1041	5918

Nota: Caraguay D. (2023)

Una vez obtenido esto se procedió a calcular los asentamientos instantáneos para el terreno, dando como resultado lo siguiente

**Tabla 57.** Asentamientos obtenidos con los datos de la sísmica de refracción.

L	B	qo kg/cm <sup>2</sup>	v	A (m2)	Es (kg/cm <sup>2</sup> )	CIMIENTO	Bz(cm)	Se (cm)
1	1	1,11	0,26	1	1679	FLEXIBLE	1,05	0.04
1,5	1,5	1,11	0,26	2,25	1679	FLEXIBLE	1,05	0.06
2	2	1,11	0,26	4	1679	FLEXIBLE	1,05	0.08
10	10	1,11	0,26	100	1679	FLEXIBLE	1,05	0.41
100	15	1.11	0.26	1500	1679	FLEXIBLE	1.28	1.30

Nota: Caraguay D. (2023)

### 6.3.3 Ángulo de corte

Finalmente se calculó los ángulos de corte que se requiere para excavaciones de obras y para taludes, considerando los ángulos de fricción que se obtuvieron en base a autores Dunham y Hoek Brown.

**Tabla 58.** Cálculo de ángulo de corte en base al ángulo de fricción y al FS.

	FS	N° Capa	$\phi$	Autor		$\beta$
Excavaciones de obras	1,25		46,35	Dunham	SPT	39,98
		1C	34	Dunham		28,35
		2C	44,69	Dunham	Línea sísmica	38,36
		3C	54,63	Dunham		48,41
			43,26	Hoek y B	Macizo R.	36,97
Taludes	1,5		46,35	Dunham	SPT	34,94
		1C	34	Dunham		24,21
		2C	44,69	Dunham	Línea sísmica	33,40
		3C	54,63	Dunham		43,20
			43,26	Hoek y B	Macizo R.	32,10

Nota: Caraguay D. (2023)

### 6.3.4 Modelación en el software Slide.

Para todos estos escenarios se empleó las siguientes propiedades para cada capa:

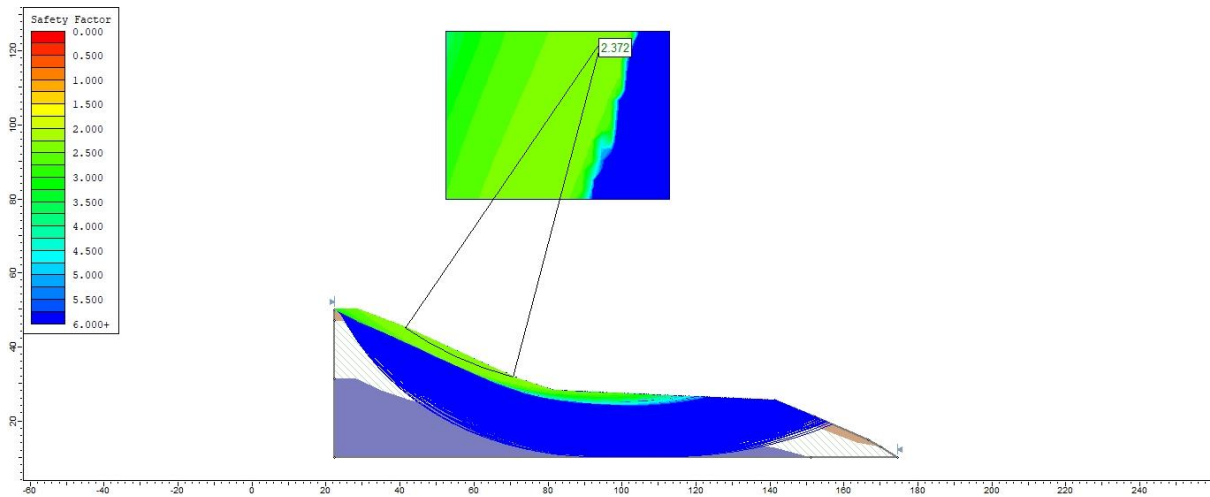
**Tabla 59.** Propiedades de cada capa, insertadas para la modelación en Slide.

	Primera capa	Segunda capa	Tercera capa
<b>Cohesión KN/m2</b>	0.4	365	28000
<b>Ángulo de fricción (°)</b>	46.35	48	54
<b>Peso unitario kn/m3</b>	20	22	28

Nota: Caraguay D. (2023)

#### Primer escenario.

Se observa que existe un factor de seguridad muy alto de 2.37, así como las zonas en las que es mayor la posibilidad de que exista una superficie de falla que pueda hacer que el talud se deslice. Pero debido al alto Fs es poco probable que esto suceda. Obviamente en este talud no se incluyó ni modelamientos de ángulos de corte ni mucho menos se usó un coeficiente sísmico.

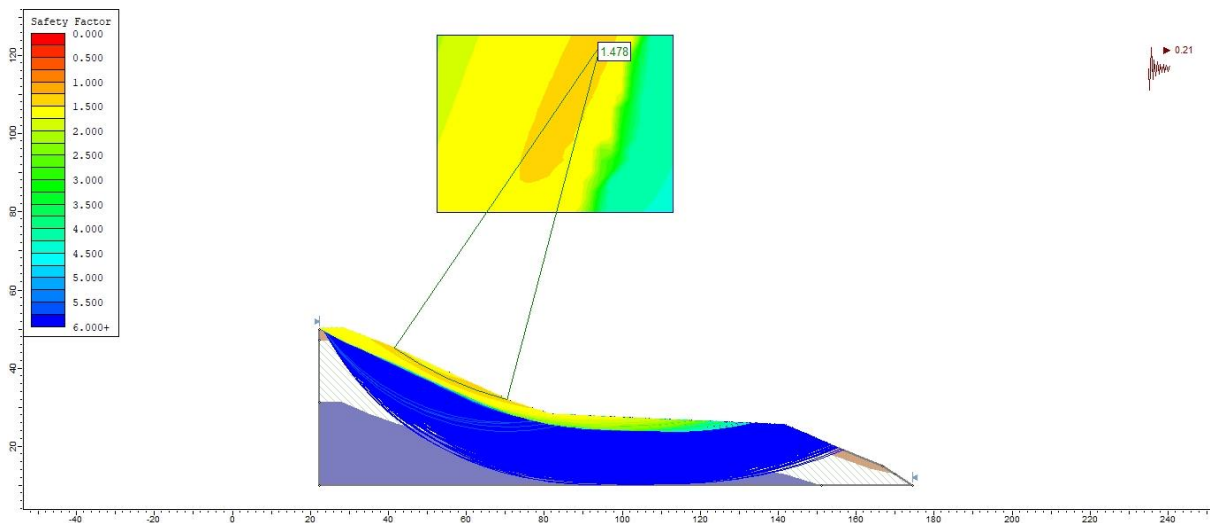


**Figura 58.** Primer escenario con un factor de seguridad de 2,37.

Nota: Caraguay D. (2023)

- Incluida la carga sísmica

Aquí se observa como el factor de seguridad ha disminuido notablemente.

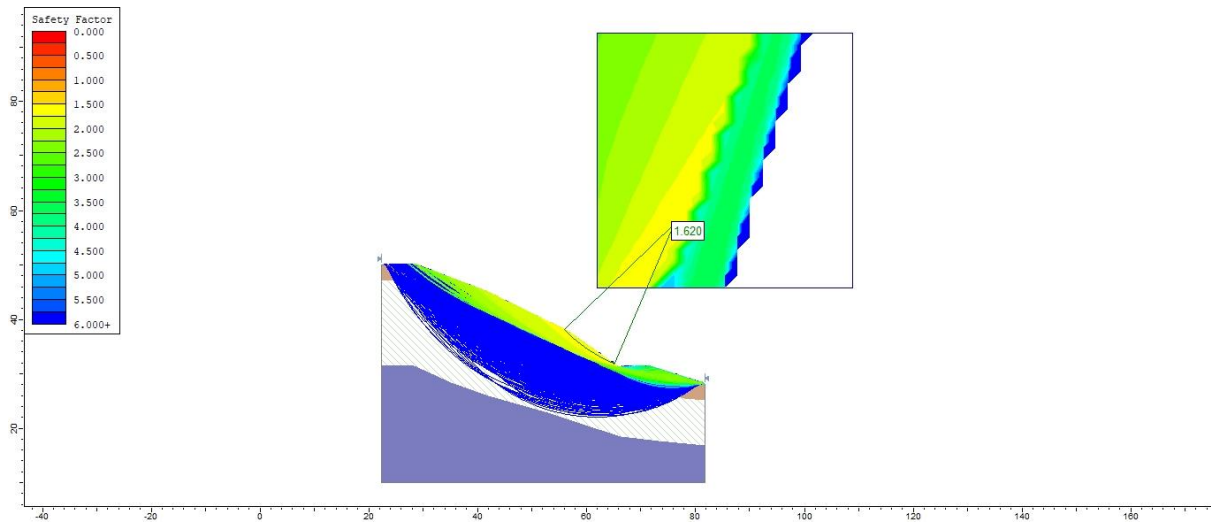


**Figura 59.** Primer escenario, con carga sísmica de 0.21 y con un factor de seguridad de 1,478.

Nota: Caraguay D. (2023)

### Segundo escenario.

En este segundo escenario, sin embargo, ya se modeló el talud con un ángulo de corte, que fue implementado en la parte más inclinada del talud, claramente el Fs disminuye a 1.620.

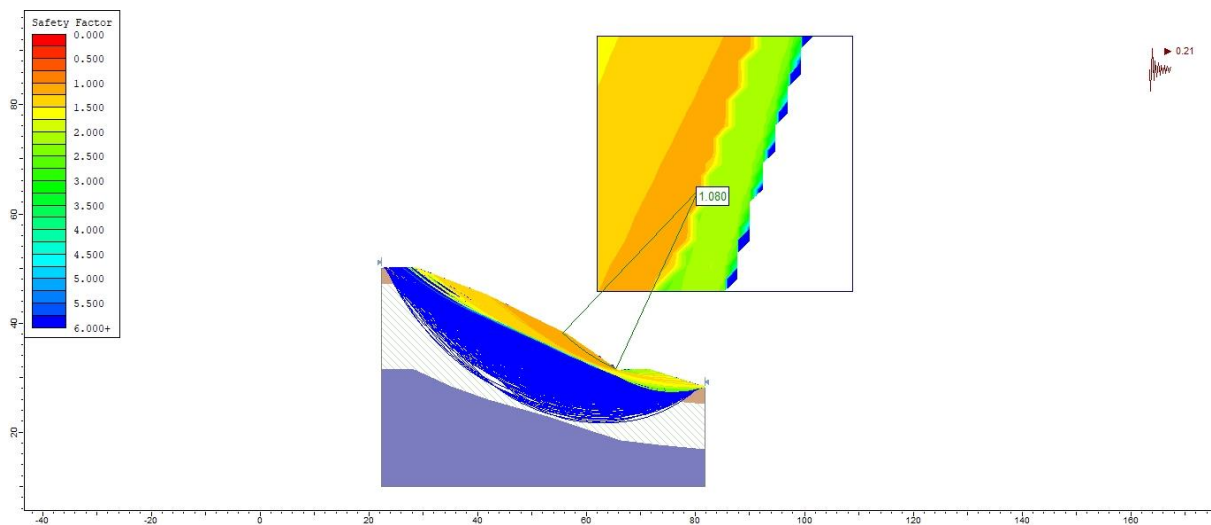


**Figura 60.** Segundo escenario con un factor de seguridad de 1,620.

Nota: Caraguay D. (2023)

- Incluida la carga sísmica.

Al aumentar el coeficiente sísmico en el talud modelado con el ángulo de corte, se puede observar como el factor de seguridad disminuye considerablemente a 1.080 generándose más zonas de falla que afectan el modelo de talud, pero de todos modos entra dentro del rango permitido por la NEC en rango sísmico.



**Figura 61.** Segundo escenario, incluida la carga sísmica de 0.21 y con un factor de seguridad de 1.080.

Nota: Caraguay D. (2023)

### 6.3.5 Zonificación geotécnica.

La zonificación geotécnica de la zona muestra en la figura 62 que se delimitaron 3 zonas geotécnicas encontradas en el sector de influencia detalladas a continuación:

La zona 1 posee pendientes irregulares, una capacidad portante de 1.11 kg/cm<sup>2</sup>, abarca un área de 0.75 ha que representa el 9.5% de todo el sector de estudio, y considerada como una zona apta para la construcción basándose en la capacidad portante.



La zona 2 presenta pendientes menos irregulares un terreno casi plano considerado apto para la construcción, una capacidad portante de 1.24 kg/cm<sup>2</sup>, abarcando un área de 1.13 ha representando un 14.33% del sector.

Y por último la zona 3, con pendientes regulares y una zona apta para la construcción, una capacidad portante de 1.77 kg/cm<sup>2</sup>, conformada por 0.64 ha y un 8.20 % de la zona de estudio.

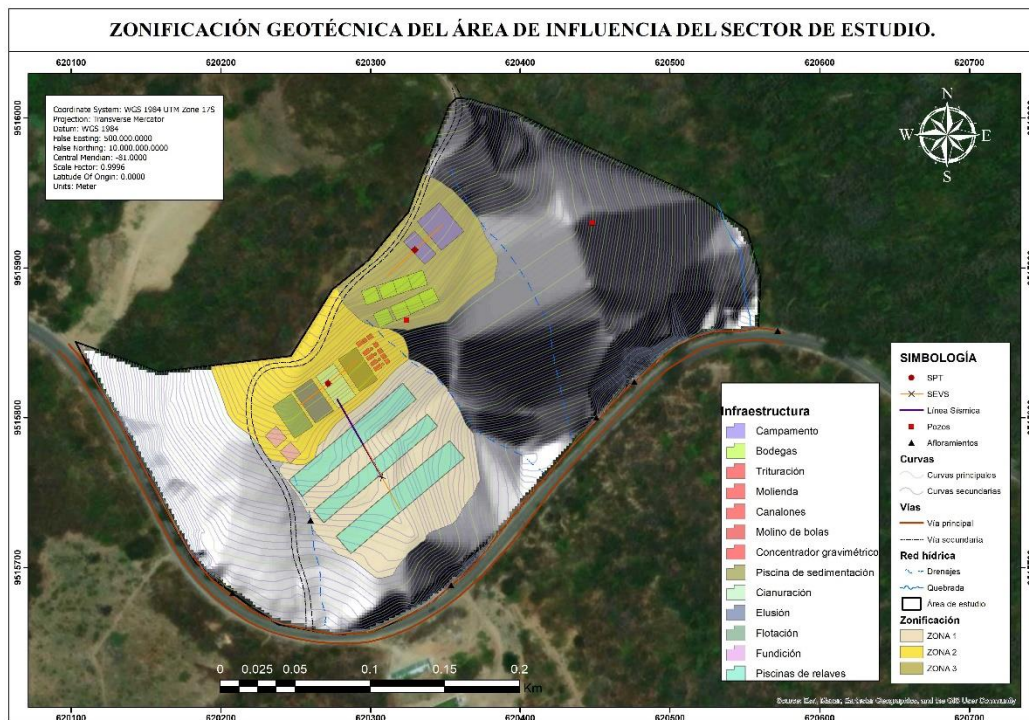
En la tabla 60 se puede observar la capacidad portante, el área y el porcentaje para cada una de las zonas geotécnicas.

**Tabla 60.** Zonas de zonificación geotécnica.

Tipo de zona	Color	Qa	Área en ha	Porcentaje (%)
Zona 1		1.11 kg/cm <sup>2</sup>	0.75	9.5 %
Zona 2		1.24 kg/cm <sup>2</sup>	1.13	14.33 %
Zona 3		1.77 kg/cm <sup>2</sup>	0.64	8.20 %
<b>Total</b>				<b>32.03/100</b>

Nota: Caraguay D. (2023)

En la siguiente figura se puede observar cómo se encuentran delimitadas las zonas geotécnicas. (Anexo 11. Mapa de zonificación del área directa).



**Figura 62.** Zonificación geotécnica del área de influencia del sector de estudio.

Nota: Caraguay D. (2023)



## 7 Discusión

La finalidad de este trabajo investigativo fue dar a conocer principalmente las características geológicas, geofísicas y mecánicas de los materiales presentes en el sector para con ello determinar parámetros fundamentales que ayuden a la construcción de la planta de tratamiento y beneficio.

En cuanto a la topografía realizada se determinó que es bastante irregular con una cota inferior de 614 msnm hasta los 722 msnm, además se pudo evidenciar la presencia de tres drenajes menores y una quebrada seca, los cuales son un factor a considerar para la construcción de dicha obra. Se consideró también las pendientes del terreno de donde se obtuvo que la mayor parte de la zona es abarcada por pendientes muy inclinadas que van de 15° a 35° ocupando un 72% de la zona.

Geológicamente el área se encuentra dentro de la Unidad Punta de Piedra, pese a que el mapa geológico regional de Macará (2018) ubique el sector dentro de Granodiorita de Tangua, esto se comprueba ya que al hacer el levantamiento en campo se observó que está predominado por roca andesita de color gris oscuro con tonalidades verdosas en superficies frescas y con una dominante textura afanítica, por los drenajes existentes se pudo observar que existen depósitos coluvio-aluviales de composición andesítica generados por acción de la gravedad la cual ha ido transportando estos detritos. Con la observación en campo y con ayuda de los ensayos realizados en campo se corroboró la presencia de 3 capas definidas, la primera es de gravas en una matriz limo arenosa, seguido de ello una capa alterada meteorizada y finalmente la roca andesita. Estructuralmente se digitalizó las estructuras regionales cercanas observando cerca de la zona de estudio una falla inferida, falla inversa y falla dextral, diaclasas y cizallas, ya realizado el levantamiento en campo se pudo observar la presencia de diques andesíticos menores a 70 cm con un buzamiento cercano a la vertical, además la presencia de diaclasas de descompresión las que se produjeron al disminuir la presión al aflorar el material rocoso en superficie.

Para realizar los ensayos primero se constató con los métodos permitidos para exploración en campo sugeridos por la NEC-SE-GC (2014) siendo para exploración directa los SPT, para una exploración indirecta los SEV y la sísmica de refracción y en cuanto a macizos rocosos la clasificación por RMR de Bienawski (1976 y 1989), es por ello que con estos ensayos realizados en campo se pudo conocer las propiedades físico mecánicas de los materiales, estos ensayos fueron situados en base a la infraestructura que se prevé construir. Se realizó dos SPT en la parte alta de la zona, esto con el fin de recoger datos del suelo que sobre yace la roca y conocer su resistencia, perfiles estratigráficos y las propiedades físicas del



mismo, llegando a determinar que existe una capa de 2 metros de profundidad, con material que es una mezcla de grava areno limosa a grava areno arcillosa con un contenido de humedad que oscila entre 7.31 y 7.76, de igual manera se calculó los límites de Atterberg para conocer la plasticidad que en este caso es baja, para mayor conocimiento litológico se realizó tres SEV's, dos que fueron dispuestos en función de los SPT y el tercero en la parte donde se ha planteado construir las piscinas de relaves, con ello también se determinó espesores de cada capa teniendo así lo siguiente: en el primer SEV la primera capa presenta suelo superficial, gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas con un espesor de 6,8 metros, la segunda es una capa alterada meteorizada de un espesor de 9,1 metros y la tercera capa de roca andesita fracturada con un espesor indeterminado, el segundo SEV de igual manera presenta el mismo material del primer SEV en la primera y segunda capa pero con un espesor de 7,11 y 15 metros respectivamente, para la tercera capa se presentó una roca fracturada muy alterada con un espesor indefinido, el tercer SEV, nos arrojó los mismos materiales del primer SEV pero con espesores de 3,94 y 9,94 metros, hasta llegar a la tercera capa de espesor indefinido. Seguido de ello se realizó la sísmica de refracción en función del SEV 2 y 3, la cual también dio a conocer la litología del sector que se pudo correlacionar con los SEV's, con esta se determinó que la primera capa presenta suelo superficial, gravas en matriz limo-arenosa con mezcla alterada de suelos y rocas, con presencia de bloques muy alterados, un espesor estimado de 1.80 a 3.45 metros y una velocidad sísmica (onda P) de 441 a 579 m/s; para la segunda capa se determinó que es una capa alterada y muy meteorizada con un espesor de 6.50 a 10.7 metros y una velocidad sísmica de 1078 a 1800 m/s; ya en la tercera capa un espesor indefinido de roca andesita fracturada, con una velocidad sísmica de 2534 a 3245 m/s.

Tomando como referencia la NEC-SE-DS (2015) se estableció la clasificación de los tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico en dependencia del parámetro  $V_{s30}$  definiendo el perfil de suelo en la categoría B, descrito como un perfil de roca de rigidez media que cumple el criterio de onda cortante  $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$ .

Como lo sugirió la NEC, se caracterizó el macizo rocoso según Bienawski (1989) en una zona de estudio de  $1\text{m} \times 1\text{m}$ , en el cual se encontró 3 familias de juntas, que dieron un RQD de 69.12, calidad de roca media, en el RMR se tuvo un valor de 54 dando una calidad de roca media; también se realizó un análisis de resistencia del macizo rocoso aplicando la versión del criterio de rotura de Hoek y Brown (2013), obteniendo una cohesión de 0.365 (MPa).

En cuanto a los ángulos de fricción se puede denotar que con los datos obtenidos con los ensayos directos el SPT 1 arrojó un valor de  $45.49^\circ$  mientras que para el SPT 2 un valor de



42.32°, estos para el primer metro de profundidad, en cuanto al segundo metro se tuvo el valor de 46.35° para ambos SPT's considerándose un valor conservador por el rebote que arrojó a esa profundidad; un valor similar también se obtuvo con la caracterización del macizo rocoso ya que dio un ángulo de fricción de 43,26°. Para la LS-01 que es el método indirecto se obtuvo ángulos de fricción de 34° para la primera capa, 44.69° para la segunda capa y 54.63° en la tercera capa, arrojando este ensayo valores lejanos a los calculados con métodos directos.

Se calculó la capacidad portante ( $Q_a$ ) con la fórmula de Meyerhof (1963) para los SPT dando como resultado 3.53 kg/cm<sup>2</sup> y 2.48 kg/cm<sup>2</sup>, solo para el primer metro, en cuanto al segundo metro dio un valor de 3.75 kg/cm<sup>2</sup> en ambos SPT, considerándose como un valor conservador por el hecho mismo del rebote. Estos valores han sido calculados solo para terreno plano, por lo que se realizó la corrección por inclinación de talud ( $\beta$ ) basándose en los ábacos de la normativa francesa NF P94-261, por lo que se obtuvo un  $q_a$  de 1.77 kg/cm<sup>2</sup> en el primer SPT y en el segundo un  $q_a$  de 1.24kg/cm<sup>2</sup>, reduciéndose la capacidad portante.

Siguiendo con la fórmula de Meyerhof en la Línea sísmica se tuvo una  $q_a$  de 0.65 kg/cm<sup>2</sup> en la primera capa, 3.17 kg/cm<sup>2</sup> para la segunda capa y 7.20 kg/cm<sup>2</sup> para la tercera, considerando un factor de seguridad de 3, diferente a la  $q_a$  obtenida con la línea sísmica según Tezcan (2009), en donde el autor propone calcular primeramente el  $F_s$  realizando una interpolación que depende de la  $V_s$ , obteniendo para la primera capa un  $F_s$  de 4 y  $q_a$  de 1.11 kg/cm<sup>2</sup>, para la segunda capa un  $F_s$  de 3.96 y  $q_a$  de 4.051 kg/cm<sup>2</sup>, y para la tercera capa un  $F_s$  de 3.3 y  $q_a$  de 11.73 kg/cm<sup>2</sup>, por ende los resultados obtenidos por Tezcan castigan menos a la capacidad portante, además es importante mencionar que según (Naranjo & Dranichnikov, 2012) los ensayos de refracción sísmica son aceptables y fiables y se recomiendan para calcular la capacidad portante de todo tipo de estructuras debido a que proporcionan resultados para suelos in situ y no cambian las características y propiedades del suelo al someterlos a golpes como con los SPT.

Con la caracterización del macizo rocoso también se calculó el  $q_a$ , tomando como referencia a Serrano y Olalla (2001), dando como resultado un  $q_a$  de 7.70 kg/cm<sup>2</sup>, cabe recalcar que también es un valor que se obtiene para terrenos planos, a partir de ello se realizó la corrección de esta capacidad utilizando de igual manera los ábacos de la normativa francesa NF P94-261, dando como resultado un  $q_a$  de 3.90 kg/cm<sup>2</sup>, de igual manera se reduce bastante la capacidad portante.

Con todos estos ensayos se determina que método más aceptado es el obtenido por la línea sísmica aplicando la fórmula de Tezcan debido a que es más conservador y es el valor que más se acerca a la capacidad portante obtenida por el método directo, además de que con



este ensayo se tomaron los datos que abarcan mayor terreno con respecto a los lugares donde se tiene previsto realizar las construcciones civiles.

Posteriormente se realizó el cálculo de asentamientos instantáneos, para determinar si existe alguna falla por asentamientos excesivos, por ende, en primer lugar, se realizó el cálculo de los módulos de elasticidad con los  $V_p$  y  $V_s$  de la línea sísmica, esto dio como resultado un  $E_{est}$  de 1679 kg/cm<sup>2</sup> para la primera capa, con esto se pudo calcular los asentamientos en función de diferentes áreas, es decir los distintos tipos de cimentación y de un factor de ajuste que depende de la geometría del cimiento, se corroboró que los asentamientos están dentro del rango establecidos por la NEC-SE-GC(2014) en donde se plantea que los asentamientos tolerables para las edificaciones en este caso para construcciones aisladas no deben ser mayores a 20cm, y con los cálculos se obtuvo valores que van desde 0,041 cm hasta 1.30 cm, acotando que todo ello se trabajó con los datos de la sísmica de refracción.

Al calcular el ángulo de corte en función del ángulo de fricción y del factor de seguridad en este caso de 1.25 para excavaciones en obras y 1.5 para taludes definitivos. Se pudo observar que con los datos derivados de los SPT el ángulo de corte al segundo metro es de 39.98° para un  $F_s$  de 1.25 y para un  $F_s$  de 1.5 el ángulo de corte es de 34.94° en ambos SPT realizados, en la LS-01, para un  $F_s$  de 1.25 los ángulos de corte son 23.04°, 38,66°, 48,81°; mientras que para un  $F_s$  de 1.5 los ángulos de corte son 19.52°, 33.69°, 43.59°, para las 3 capas respectivamente. Mediante la caracterización del macizo rocoso se tiene un ángulo de corte de 36.97° ( $F_s$ : 1.25) y 32.10° ( $F_s$ : 1.5) deduciendo que son más cercanos a los del SPT. De esto se puede destacar que los ángulos de corte obtenidos por el método indirecto son más bajos con respecto a los obtenidos con los métodos directos.

La modelación en Slide se realizó con el perfil obtenido topográficamente y con los datos producto de los ensayos realizados, con ello se plantearon 2 escenarios, el primero en donde no se modificó nada se obtuvo un factor de seguridad muy alto de 2.37 y al momento de aplicar una carga sísmica disminuye su factor de seguridad a 1.478, mientras que en el segundo escenario realizando el modelado del talud con un ángulo de corte ubicado en la parte más inclinada del mismo, visiblemente el  $F_s$  disminuye a 1.620, por último en el mismo escenario se aumentó el coeficiente sísmico en el talud modelado, donde pudo observar como el factor de seguridad disminuye a 1.080, encontrándose dentro del rango mínimo estipulado en la Normativa Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-GC 2014). siendo de 1.05 al considerar cargas sísmicas, claro está que se generaron más zonas de falla que afectan al talud mismas que pueden ser corregidas.



Con la elaboración del mapa de zonificación dentro del área de influencia se determinó 3 zonas, siendo la primera zona considerada como regular debido a la variación de las pendientes pero con una capacidad portante de  $1.11\text{kg/cm}^2$ , la segunda zona se la considera buena debido a que el terreno no se presenta muy irregular y es apto para realizar una construcción además posee una capacidad portante de  $1.24\text{kg/cm}^2$ , y la tercera zona considerada como muy buena de igual manera porque no se presenta una irregularidad en el terreno y posee una capacidad portante de  $1.77\text{kg/cm}^2$ . Claro está que todas las zonas están aptas geotécnicamente para una construcción civil.





## 8 Conclusiones

- La topografía del terreno es irregular con elevaciones que oscilan entre los 614 m.s.n.m hasta los 722 m.s.n.m. Según al modelo de pendientes el 72.06% de la zona de estudio entra en la categoría de terrenos muy inclinados, y con un 23.43% los terrenos fuertemente inclinados, es decir la zona en su mayoría va desde los 5° hasta los 35°.
- En la geología local se pudo constatar la presencia de rocas volcánicas de composición andesíticas y depósitos coluvio aluviales. Con respecto a la geología estructural se identificó diques andesíticos y diaclasamiento en la roca.
- Con los 2 SPT realizados se clasificó el suelo según SUCS y ASSTHO, que dio como resultados materiales de grava limosa con arena y grava arcillosa.
- Los sondeos eléctricos verticales realizados ayudaron a obtener un perfil geoelectrico que sirvió para corroborar la información con la litología identificada, además se determinó que no existe la presencia de ningún nivel freático.
- El análisis de resistencia del macizo rocoso dio una cohesión de 0.365 MPa y ángulo de fricción de 43.26°.
- Se concluye que la capacidad portante con los métodos directos SPT es de 3,53 kg/cm<sup>2</sup> para terrenos planos y 1.77 kg/cm<sup>2</sup> para terrenos inclinados y con la caracterización de macizo rocoso una qa de 7.8 kg/cm<sup>2</sup> para terrenos planos y 3.90 kg/cm<sup>2</sup> para terrenos inclinados,
- Los resultados del método indirecto, con la línea sísmica de refracción dio una capacidad portante más conservadora y por capas, de 1.11 kg/cm<sup>2</sup> en la primera capa, 4.05 kg/cm<sup>2</sup> en la segunda y 11.73 kg/cm<sup>2</sup> en la tercera.
- Se concluye que el terreno donde se va a realizar la cimentación de las Infraestructura, tiene una capacidad portante de 1.11 kg/cm<sup>2</sup>, así mismo para la construcción de piscinas de relaves dentro de la segunda capa hay una capacidad portante de 4.05kg/m<sup>2</sup>, valores aptos para la construcción.
- No se presentan fallas por asentamientos debido a que van desde 0.041 hasta 1.30 cm.



- El coeficiente sísmico obtenido es de 0,21.
- Se concluye que la zonificación del área de influencia, indica que todo el terreno es apto para la construcción, con la zona uno que es regular con una qa de 1.11kg/cm<sup>2</sup>, la zona dos buena con un qa de 1.24kg/cm<sup>2</sup> y la zona tres muy buena con una qa de 1.77kg/cm<sup>2</sup>.



## 9 Recomendaciones

- Se recomienda emplear la capacidad portante de 1,11 kg/cm<sup>2</sup> para la primera capa, debido a la cercanía de esta con la construcción de la infraestructura.
- Según las características físico – mecánicas de las rocas se recomienda cimentar a 1.50 m para quitar la capa suelta.
- Antes de la construcción, los suelos deben mejorarse y ajustarse para aumentar la capacidad portante y evitar el hundimiento.
- Es recomendable que para la ejecución de la obra se aleje la estructura del talud cinco veces la base del cimiento para evitar riesgo de inestabilidad.
- En caso de ser infraestructuras muy grandes se recomienda alejarse del borde una relación de una vez el ancho de la infraestructura según la normativa planteada por el Ministerio de Trabajo y Asuntos sociales de España (NTP 278).
- Aplicar un ángulo de corte de 39° para evitar fallas en el talud.
- Ejecutar obras que aseguren una estabilidad en el talud comenzando con una revegetación, un control de aguas superficiales y un diseño de bermas.
- Realizar una limpieza periódica de los drenajes naturales de la zona, para evitar taponamientos y posibles infiltraciones en el terreno.
- Dejar un margen de seguridad de 15 m en las zonas cerca a los drenajes naturales y a los taludes que dan hacia la vía según la Ordenanza de Urbanismo, Construcción y Ornato de Loja.
- La cimentación recomendable para infraestructuras de peso muerto debe de ser zapatas, mientras que para infraestructuras de carga viva emplear una losa de cimentación.
- Se recomienda construir las piscinas de relaves en donde se realizaron los estudios porque no existen fallos por asentamientos ni afectará la estabilidad del material.
- La irregularidad del terreno debe de estabilizarse utilizando un terraplén con la ayuda del mismo material.



UNL

Universidad  
Nacional  
de Loja

*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

- En la capa dos para la construcción de piscinas se recomienda realizar la excavación mediante una explosión controlada, ya que no es una capa ripable.
- Todas las obras de Infraestructura a efectuar en esta zona, deberán ser realizadas técnicamente con la finalidad que garanticen las condiciones del terreno descritas en el presente trabajo.
- Se recomienda hacer uso de los resultados obtenidos en este estudio.



## 10 Bibliografía

- Aerial Insights. (2020). Topografía con drones: qué es y cómo realizarla. <https://www.aerial-insights.co/blog/topografia-con-drones/>
- Alva, J. (2008). Exploración Geotécnica. Universidad Nacional de Ingeniería. <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Exploracion%20Geotecnica.pdf>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). Foundations, Section 10.
- Arciniega, F. (s.f.). Introducción a la Prospección Geofísica. [https://www.academia.edu/19225480/Introduccion\\_a\\_la\\_Geofisica](https://www.academia.edu/19225480/Introduccion_a_la_Geofisica)
- Arellano, J., Llata, R., Carreón, M., Villareal, J., & Morales, W. (2002). Ejercicios de geología estructural. UNAM
- ASTM, N. Designation: D2487 – 11. Clasificación de suelos para propósitos de ingeniería.
- ASTM, N. Designation: D3282 – 09.
- Auge, M. (2008). Métodos Geoeléctricos para la Prospección de Agua Subterránea. Universidad de Buenos Aires.
- Bartolomé, J. (s.f.). Laboratorio De Geotecnia. Análisis granulométrico. [http://www.geocities.ws/geo\\_info/geo/labing/labing.htm](http://www.geocities.ws/geo_info/geo/labing/labing.htm)
- Belousov, V. (1979). Geología estructural. MIR. <https://www.geokniga.org/bookfiles/geokniga-geologia-estructural.pdf>
- Benavente, D., Bernabeú, A., & Cañaveras., J. (2004). Estudio de propiedades físicas de las rocas. [https://www.researchgate.net/publication/39404611\\_Estudio\\_de\\_propiedades\\_fisicas\\_de\\_las\\_rocas](https://www.researchgate.net/publication/39404611_Estudio_de_propiedades_fisicas_de_las_rocas)
- Braja, M. D. (2011). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Septima ed.). México D.F. CENGAGE Learning.
- Braja, M. D. (2013). Fundamento de Ingeniería Geotécnica. Editorial Thomson.
- Camargo, J. (2014). Levantamiento Topografico Con Cinta Metrica. <https://pdfcoffee.com/informe-sobre-levantamiento-topografico-con-cinta-metrica-2-pdf-free.html>
- Carrillo, M., Linkimer, L., Rodríguez, A., & Zúñiga, H. (2002). CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y ANÁLISIS ESTABILIDAD DE TALUDES DEL MACIZO ROCOSO CORIS, CARTAGO, COSTA RICA. Revista Geológica de América Central <https://revistas.ucr.ac.cr>
- CGS. (1992). Canadian Foundation Engineering Manual. Canadá.



- Chelotti, L., Acosta, N., Foster, M., LedesmaVallvè, M., Costantino, D., Cid de laPaz, M., & Guerra, G. (2020). SÍSMICA DE REFRACCIÓN. Cátedra de Geofísica Aplicada: [http://www.fcn.unp.edu.ar/sitio/geofisica/wp-content/uploads/2020/03/Tema-12\\_Prospecci%C3%B3n-S%C3%ADsmica-de-Refracci%C3%B3n.pdf](http://www.fcn.unp.edu.ar/sitio/geofisica/wp-content/uploads/2020/03/Tema-12_Prospecci%C3%B3n-S%C3%ADsmica-de-Refracci%C3%B3n.pdf)
- Cifuentes, D., Lis, F., & Narvaéz., P. (2008). Cimentaciones superficiales en roca. Obtenido de [https://edoc.tips/download/cimentaciones-superficiales-en-rocapdf\\_pdf](https://edoc.tips/download/cimentaciones-superficiales-en-rocapdf_pdf)
- Crespo, E., & Primo, F. (2020). *Zonificación Geotécnica Aplicada a Taludes Rocosos en el Cordón de Sierra Chica, Provincia de Córdoba, Argentina*. Obtenido de <https://revistas.unc.edu.ar>
- Devicenzi, M., & Frank, N. (1995). Ensayo de penetración estándar. IGEOTEST S.L. [http://virtual.umng.edu.co/distancia/ecosistema/ovas/ingenieria\\_civil/investigacion\\_y\\_exploracion\\_del\\_subsuelo/unidad\\_3/medios/documentacion/p4h1.php](http://virtual.umng.edu.co/distancia/ecosistema/ovas/ingenieria_civil/investigacion_y_exploracion_del_subsuelo/unidad_3/medios/documentacion/p4h1.php)
- Duque, G., & Escobar, C. (2015). MECÁNICA DE LOS SUELOS I. Origen formación y constitución del suelo, fisicoquímica de las arcillas: <http://www.geocities.ws/geotecniaysuelos/cap1.pdf>
- Echeveste, H., & López, L. (2017). Manual de levantamiento geológico. Introducción a la construcción del mapa base topografico: <https://core.ac.uk/download/pdf/162126246.pdf>
- Food and Agriculture Organization of the United Nations. (s.f.). ¿Qué es la topografía? [https://www.fao.org/fishery/static/FAO\\_Training/FAO\\_Training/General/x6707s/x6707s01.htm#:~:text=La%20topograf%C3%ADa%20es%20la%20t%C3%A9cnica,representa%20en%20cartas%20y%20planos.](https://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6707s/x6707s01.htm#:~:text=La%20topograf%C3%ADa%20es%20la%20t%C3%A9cnica,representa%20en%20cartas%20y%20planos.)
- Forero, C., & Dueñas. (1994). Conceptos y Metodología Básica de Zonificación Geotécnica. V Congreso colombiano de Getecnia
- Flores, J. (2019). Clasificación de macizos rocosos con base en el RQD en la ciudad de Puebla. [Tesis de Grado, Universidad Autonoma de Puebla].
- GADM del cantón Macará. (2019). Plan de Ordenamiento Territorial.
- GEORYS INGENIEROS S.A.C. (2016). Método de refracción sísmica. Obtenido de <https://georys.com/wp-content/uploads/2020/05/Presentacion-Refraccion.pdf>
- Geotecnia. (2019). Cimentaciones en roca. <https://geotecniafacil.com/cimentaciones-en-roca/>
- GEOTEM. (2016). Geotecnia. <http://www.geotem.com.mx/sismico4.php>
- Geoxnet. (2019). Geología Estructural. [https://post.geoxnet.com/geologia-estructural/#definicion\\_de\\_geologia\\_estructural](https://post.geoxnet.com/geologia-estructural/#definicion_de_geologia_estructural)





- Gonzalez, A. (s.f.). Cálculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera. Obtenido de [https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer\\_ent/calculo\\_simplificado\\_capacidad\\_portante.pdf](https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/calculo_simplificado_capacidad_portante.pdf)
- Gonzalez, L., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C., (2004). Ingeniería Geológica. Permeabilidad. Filtraciones y redes de flujo. PEARSON EDUCACIÓN, S.A.
- Hoek, E., Carranza Torres, C., & Corkum, B. (2002). El criterio de rotura de Hoek-Brown. Obtenido de Roc Science Inc, 1.
- Hoek, E., Carter, T., & Diederichs, M. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. Obtenido de ARMA 13-672
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering. New Jersey. Volumen 1.
- J.Tarback, E., & Lutgens, F. K. (2005). Ciencias de la Tierra, una introducción a la geología física. PEARSON EDUCACIÓN, S.A <https://xeologosdelmundu.org/wp-content/uploads/2016/03/TARBUCK-y-LUTGENS-Ciencias-de-la-Tierra-8va-ed.-1.pdf>
- Llambías., E. (2001). Geología de los cuerpos ígneos. <https://app.ingemmet.gob.pe/biblioteca/pdf/Lib-125.pdf>
- López, J. (2013). Estudio Comparativo en el Dimensionamiento de Cimentaciones. Obtenido de [Tesis Maestría]: [https://oa.upm.es/19948/1/Tesis\\_master\\_Juan\\_Antonio\\_L%C3%B3pez\\_Mart%C3%A1n\\_Dnez.pdf](https://oa.upm.es/19948/1/Tesis_master_Juan_Antonio_L%C3%B3pez_Mart%C3%A1n_Dnez.pdf)
- LRFD, A. (2017). LRFD FOUNDATIONS. En A. A. Officials..
- Manilla, A. (2003). Geofísica Aplicada en los proyectos Básicos de Ingeniería Civil. México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Marroquín, R. (2012). Metodología de la Investigación. Obtenido de [http://www.une.edu.pe/Sesion04-Metodologia\\_de\\_la\\_investigacion.pdf](http://www.une.edu.pe/Sesion04-Metodologia_de_la_investigacion.pdf)
- Medina, Y., & Cartaya, M. (2018). *Uso del software Slide para el análisis del comportamiento sísmico de taludes*. Obtenido de Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa (Cuba): [http://revista.ismm.edu.cu/index.php/revista\\_estudiantil/article/viewFile/1568/895](http://revista.ismm.edu.cu/index.php/revista_estudiantil/article/viewFile/1568/895)
- Montoya, J., & Vega., P. (2010). Cimentaciones. Obtenido de <https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>



- Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional. El caso del puente sobre el río Maicito. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana.
- Navarro, S. (2008). Estabilidad de Taludes. Obtenido de <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf>
- Navarro, S. (2014). Topografía I – Planimetría con Cinta. <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/unidad-iii-planimetrc3ada-con-cinta.pdf>
- NEC. (2015). Cargas Sísmicas. Diseño Sismo Resistente. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC. (2015). Geotécnica y Cimentaciones. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Pachas, R. (2009). El levantamiento topográfico: uso del GPS y Estación Total. <http://www.saber.ula.ve/bitstream/handle/123456789/30397/articulo3.pdf;jsessionid=93474C301DFEBE1C3912C044801302C6?sequence=1>
- Puell, F. (2003). Aplicación de criterios de rotura no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos. Obtenido de [Tesis Doctoral]: <https://oa.upm.es/229/1/04200310.pdf>
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.
- Reyes., M. (2017). Manual de geología para ingenieros. <https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/3145/geologiaestructural.pdf?sequence=21&isAllowed=y>
- Rodriguez, C. E. (2017). Geología de Campo. En U. N. México.
- Sanjuan Quintero, A. (2012). Apoyo Técnico En El Análisis De Estabilidad Geotécnica De Laderas, Taludes, Terrazas Y Estructuras De Contención En Proyectos De Desarrollo Habitacional, En Tijuana, Baja California, México. [Tesis de grado, Universidad Francisco De Paula Santander Ocaña]. <http://repositorio.ufpso.edu.co/xmlui/handle/123456789/870?locale-attribute=en>
- Santana, O. d., Gómez, F., López, N., Saenz, J., & Espinoza, A. (2020). Análisis comparativo de levantamiento topográfico tradicional y tecnología de Drones. <https://www.redalyc.org/journal/1939/193963490001/html/>



- Santos, J. (2008). Cimentaciones sobre medias laderas, puentes y edificaciones. Obtenido de [http://site.biz/descargas/Conferencias\\_pdf/Cimentaciones%20sobre%20Medias%20Laderas.%20Puentes%20y%20Edificaciones.pdf](http://site.biz/descargas/Conferencias_pdf/Cimentaciones%20sobre%20Medias%20Laderas.%20Puentes%20y%20Edificaciones.pdf)
- Soto, M. (2013). Estudios Geológico- Geotécnico A Detalle Para La Construcción Del Parque Eólico Santo Domingo Tramo II Cantón Catamayo Provincia De Loja”. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Loja].
- Tezcan, S., Ozdemir, Z., & Keceli, A. (2009). Seismic technique to determine the allowable bearing pressure in soils and rocks. Obtenido de Earthquake Resistant Engineering Structures VII 253
- Universidad Veracruzana. (2018). *Planos*. Obtenido de <https://lumen.uv.mx/recursoseducativos/PlanosArquitectonicos/conceptos.html#:~:text=Un%20plano%20arquitect%C3%B3nico%20o%20plano,que%20cada%20proyecto%20es%20diferente>.



## **11 Anexos**

**Anexo 1. Mapa topográfico y perfiles topográficos**

**Anexo 2. Mapa de pendientes.**

**(Ubicados en el Cd-R Nro. 1)**

### Anexo 3. Fichas de descripción de afloramientos

DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS			
Fecha	10/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Antrópico
N° de afloramiento	1	<b>Estado del afloramiento</b>	Medianamente meteorizado
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620353	<b>Provincia</b>	Loja
Y	9515688	<b>Cantón</b>	Macará
Z	629	<b>Sector</b>	El Cardo
<b>Litología y características de afloramiento</b>			
<b>Fotografía</b>			
Descripción			



Presencia de macizo rocoso de andesitas, el perfil vertical exhibe una débil cubierta de suelo orgánico < 0.7 m, una zona rocosa muy fracturada de mayor a 10m metros de potencia y en la base se muestra gradualmente la roca con menor grado de diaclasamiento.

En el corte del talud se observan 3 diques andesíticos de color verde oscuro, de 0.50 – 0.70 m de potencia, cuya dureza es inferior a la roca encajante, están orientados N60°W y buzamiento cercano a la vertical. Hacia el límite occidental del área de estudio, igualmente se presenta un perfil rocoso dominado por diaclasas de descompresión y escasa cobertura de suelo.

<b>Altura</b>		<b>17 m</b>	
<b>Ancho</b>		<b>170 m</b>	
<b>Rumbo</b>		<b>S76W</b>	
<b>Buzamiento</b>		<b>21</b>	
<b>Dir. Buzamiento</b>		<b>N14W</b>	
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	<b>x</b>		



**DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS**

Fecha	10/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Antrópico
N° de afloramiento	2	<b>Estado del afloramiento</b>	Medianamente meteorizado
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620207	<b>Provincia</b>	Loja
Y	9515682	<b>Cantón</b>	Macará
Z	619	<b>Sector</b>	El Cardo

**Litología y características de afloramiento**

**Fotografía**



**Descripción**

Capa vegetal de 2 m, presencia de un pequeño macizo rocoso de andesita en la parte derecha del afloramiento, el perfil vertical exhibe una cubierta de suelo orgánico con numerosa presencia de vegetación, y en la base se muestra gradualmente la roca meteorizada.

<b>Altura</b>	<b>2 m</b>		
<b>Ancho</b>	<b>4 m</b>		
<b>Rumbo</b>	-		
<b>Buzamiento</b>	-		
<b>Dir. Buzamiento</b>	-		
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	<b>x</b>		

DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS			
Fecha	11/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Antrópico
N° de afloramiento	3	<b>Estado del afloramiento</b>	Medianamente meteorizado
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620451	<b>Provincia</b>	Loja
Y	9515800	<b>Cantón</b>	Macará
Z	622	<b>Sector</b>	El Cardo
Litología y características de afloramiento			
Fotografía			
Descripción			
<p>Capa vegetal alrededor de 70 cm, presencia de macizo rocoso de andesitas, el perfil vertical exhibe una cubierta de suelo orgánico muy poblada, una zona rocosa que de igual manera se encuentra cubierta de material vegetal y en la base se muestra la roca meteorizada.</p> <p>No se encuentran estructuras definidas</p>			
<b>Altura</b>		<b>14 m</b>	
<b>Ancho</b>		<b>25 m</b>	
<b>Rumbo</b>		-	
<b>Buzamiento</b>		-	
<b>Dir. Buzamiento</b>		-	
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	<b>x</b>		



DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS			
Fecha	11/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Antrópico
N° de afloramiento	4	<b>Estado del afloramiento</b>	Medianamente meteorizado
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620476	<b>Provincia</b>	Loja
Y	9515823	<b>Cantón</b>	Macará
Z	636	<b>Sector</b>	El Cardo
<b>Litología y características de afloramiento</b>			
<b>Fotografía</b>			
<b>Descripción</b>			
<p>Capa vegetal inferior a 70 cm, presencia de macizo rocoso de andesitas fracturado. El perfil vertical exhibe una cubierta de suelo orgánico poblada, una zona rocosa que de igual manera se encuentra cubierta de material vegetal y en la base se muestra la roca meteorizada denominada como material residual. Se puede identificar la presencia de varias familias de discontinuidades, y se observan pequeños fragmentos de roca en la base del afloramiento debido a la meteorización del material.</p>			
<b>Altura</b>		<b>5.5 m</b>	
<b>Ancho</b>		<b>18 m</b>	
<b>Rumbo</b>		-	
<b>Buzamiento</b>		-	
<b>Dir. Buzamiento</b>		-	
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	x		

DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS			
Fecha	11/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Antrópico
N° de afloramiento	5	<b>Estado del afloramiento</b>	Medianamente meteorizado
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620572	<b>Provincia</b>	Loja
Y	9515857	<b>Cantón</b>	Macará
Z	629	<b>Sector</b>	El Cardo
Litología y características de afloramiento			
Fotografía			
Descripción			
Capa vegetal inferior a 50 cm, presencia de macizo rocoso de andesita, el perfil vertical exhibe una cubierta de suelo orgánico poblada, una zona rocosa que de igual manera se encuentra cubierta de material vegetal, pero en poca cantidad. No se encuentran estructuras definidas.			
<b>Altura</b>		<b>6 m</b>	
<b>Ancho</b>		<b>18 m</b>	
<b>Rumbo</b>		-	
<b>Buzamiento</b>		-	
<b>Dir. Buzamiento</b>		-	
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	<b>x</b>		



DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS

Fecha	10/06/2022	<b>Tipo de afloramiento</b>	Natural
Nº de afloramiento	6	<b>Estado del afloramiento</b>	Altamente fracturado.
Formación geológica	Unidad Punta de Piedra.		
Localización (UTM WGS 84, 17S)			
X	620476	<b>Provincia</b>	Loja
Y	620260	<b>Cantón</b>	Macará
Z	660	<b>Sector</b>	El Cardo

Litología y características de afloramiento

Fotografía



Descripción

En los drenajes menores del sector se puede observar afloramientos de andesitas color verde oscuro, sus clastos son angulosos, con un grado de fracturamiento medio, en general, la potencia de los suelos de cubierta es escasa, este material es originado a partir del aporte de sedimentos coluviales de la vertiente por acción de la gravedad y por el depósito de detritos transportados por el drenaje, por ello se ha determinado que forman parte de un material coluvio aluvial.

<b>Altura</b>	<b>2 m</b>		
<b>Ancho</b>	<b>1.5 m</b>		
<b>Rumbo</b>	-		
<b>Buzamiento</b>	-		
<b>Dir. Buzamiento</b>	-		
Tipo de roca o material aflorante	<b>Ígneo</b>	<b>Metamórfico</b>	<b>Sedimentario</b>
	<b>x</b>		

Anexo 4. Fichas de descripción de pozos

Ficha de descripción de pozo 1

“ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA”.						
DATOS	UBICACIÓN	Macará – El Cardo	Coordenadas	X	620338	C - COLUMNA
	FECHA	11/06/2022		Y	9515846	
	REALIZA	Diana Caraguay		Z	661	
FOTOGRAFÍA				PROFUNDIDAD	1 m	DESCRIPCIÓN
				<p>Presenta una cubierta vegetal de 30 cm, seguido de ello la presencia de arcilla de color gris alternada con arcilla color marrón y pequeños fragmentos de roca andesita meteorizada, no se observa la presencia de nivel freático. Formado por 40% roca y 60% arcilla.</p>		





UNL

Universidad Nacional de Loja

Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.

Ficha de descripción de pozo 2

“ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA”.

DATOS	UBICACIÓN	Macará – El Cardo	Coordenadas	X	620448	C -
	FECHA	11/06/2022		Y	9515930	COLUMNA
	REALIZA	Diana Caraguay		Z	657	

FOTOGRAFÍA

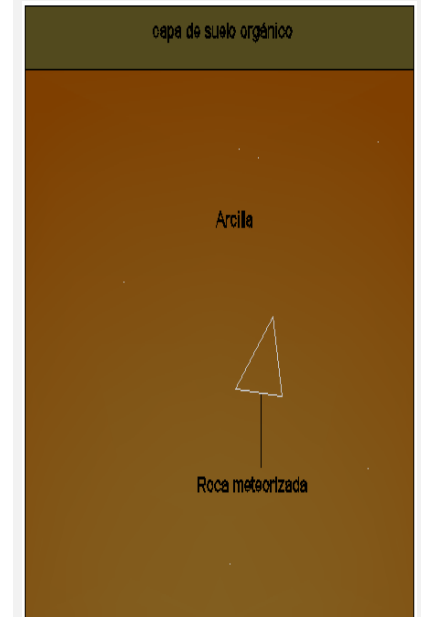


PROFUNDIDAD

1 m

DESCRIPCIÓN

Presenta una cubierta vegetal de 10 cm, seguido de ello presenta de arcilla de color marrón, con incrustaciones de algunos pequeños fragmentos de roca andesita muy meteorizada de color grisáceo con diámetro aproximado de 10 hasta 15 cm. Formado por 10% roca y 90% arcilla.





UNL

Universidad Nacional de Loja

Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.

### Anexo 5. Mapa geológico y perfiles geológicos

(Ubicados en el Cd-R Nro. 1)

### Anexo 6. Resultados SPT de laboratorio



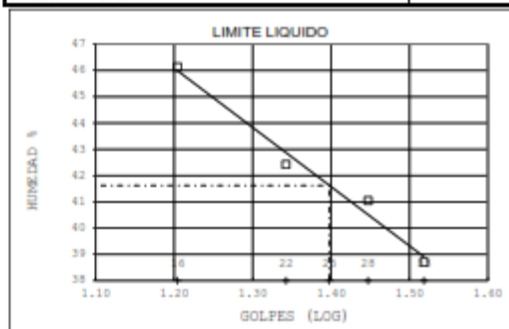
ESTSUELCON CIA. LTDA.

ESTUDIOS DE SUELOS, LABORATORIO, CONSTRUCCIÓN Y CONSULTORIA

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

ASTM D2487-AASHTO 3282 - 2487

PROYECTO : "ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA.						
OBRA : ESTUDIO GEOLOGICO-GEOTECNICO						
UBICACIÓN : SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA						
OPERADOR : G.Q			MUESTRA : SPT 1			
FECHA : AGOSTO 2022			PROFUNDIDAD : 1.00 m			
	GOLFES	W HM. (gr)	W SECO (gr)	W CAPS (gr)	w %	RESULTADO%
1.- CONTENIDO HUMEDAD		32.11 43.40	30.98 41.80	17.89 18.54	8.63 6.88	7.76
2.- LIM. LIQUIDO	33 28 22 16	43.49 45.71 45.18 43.01	40.68 42.25 41.60 40.15	33.42 33.82 33.16 33.95	38.71 41.04 42.42 46.13	41.63
3.- LIMITE PLASTICO		34.78 35.51	34.55 35.23	33.83 34.37	31.94 32.56	32.25
4.- GRANULOMETRIA			5.- CLASIFICACION.-			
PESO INICIAL DE CALCULO: 168.15 gr			GRAVA= 51.06 %			
TAMIZ PESO R (gr) % R.A. % PASA			ARENA= 17.85 %			
1 1/2"	0.00	0.00	100	FINOS= 31.09 %		
1"	44.33	28.41	72	LL = 42.00 %		
3/4"	0.00	28.41	72	LP = 32.00 %		
1/2"	10.75	35.30	65	IP = 10.00 %		
3/8"	7.68	40.22	60	cu 2398.49		
No. 4	16.92	51.06	49	cc 0.11		
No. 10	10.96	58.08	42	CLASIFICACION:		
No. 40	7.85	63.12	37	SUCS = GM		
No. 200	9.04	68.91	31	Grava limosa con arena		
COLOR : CAFÉ				AASHTO= A-2-5 IG 0		
			Grava o Arena limosa o arcillosa			
			Excelente a Bueno			



Ing. Ovidio Castillo J.  
LABORATORIO



UNL

Universidad Nacional de Loja

Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.



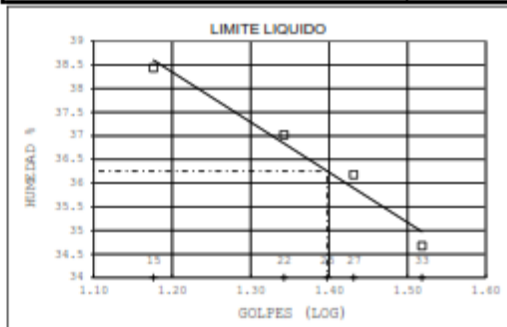
ESTSUELCON CIA. LTDA.

ESTUDIOS DE SUELOS, LABORATORIO, CONSTRUCCIÓN Y CONSULTORIA

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

ASTM D2487-AASHTO 3282 - 2487

PROYECTO : "ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA.						
OBRA : ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO						
UBICACIÓN : SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA						
OPERADOR : G.Q			MUESTRA : SPT 2			
FECHA : AGOSTO 2022			PROFUNDIDAD : 0.50 m			
	GOLPES	W HM. (gr)	W SECO (gr)	W CAPS (gr)	w %	RESULTADO%
1.- CONTENIDO HUMEDAD		39.85 35.49	38.97 34.37	27.27 18.61	7.52 7.11	7.31
2.- LIM. LIQUIDO	33 27 22 15	35.02 30.67 32.12 29.15	30.70 27.41 28.44 26.16	18.24 18.40 18.50 18.38	34.67 36.18 37.02 38.43	36.25
3.- LIMITE PLASTICO		22.18 21.69	21.42 21.00	18.25 18.22	23.97 24.82	24.40
4.- GRANULOMETRIA	5.- CLASIFICACION.-					
PESO INICIAL DE CALCULO:		218.67 gr				
TAMIZ	PESO R (gr)	% R.A.	% PASA	GRAVA= 67.27 % ARENA= 12.13 % FINOS= 20.60 % LL = 36.00 % LP = 24.00 % IP = 12.00 % cu 7113.13 cc 6.65		
1 1/2"	127.25	62.45	38	CLASIFICACION: SUCS = GC Grava arcillosa ----- AASHTO= A-2-6 IG 0 Grava o Arena limosa o arcillosa Excelente a Bueno		
1"	0.00	62.45	38			
3/4"	0.00	62.45	38			
1/2"	0.00	62.45	38			
3/8"	0.87	62.88	37			
No. 4	8.96	67.27	33			
No. 10	4.99	69.72	30			
No. 40	6.78	73.05	27			
No. 200	12.94	79.40	21			
COLOR : CAFÉ CLARO						



Ing. Ovidio Castillo J.  
LABORATORIO



## Anexo 7. Resultados SEV

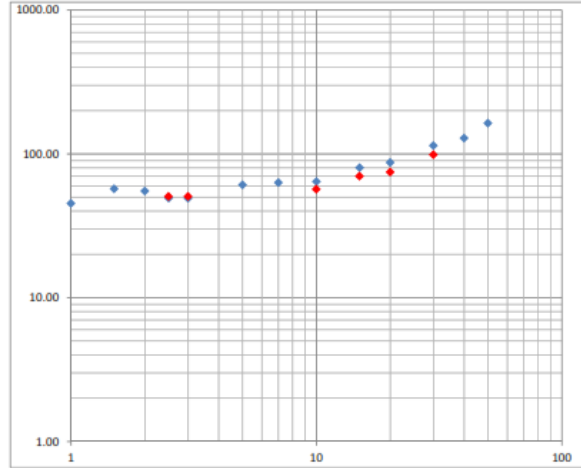
Fecha: 10 de Agosto de 2022

### SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL ARREGLO SCHLUMBERGER



Proyecto: ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA.  
Solicita: SRTA. DIANA CARAGUAY  
Coordendas: X: 620332 Y: 9515914 Dirección: NE/SO  
Operador: ING. CLAUDEL GUERRERO

AB/2	MN/2	K	$\Delta v/l$	$\rho_a$
1	0.5	2.36	19.187	45.21
1.5	0.5	6.28	9.1041	57.20
2	0.5	11.78	4.6743	55.07
2.5	0.5	18.85	2.6147	49.29
2.5	1	8.25	6.1389	50.63
3	0.5	27.49	1.786	49.10
3	1	12.57	4.0276	50.61
5	1	37.70	1.6128	60.80
7	1	75.40	0.8377	63.16
10	1	155.51	0.41294	64.22
10	2.5	58.90	0.9628	56.71
15	1	351.86	0.22794	80.20
15	2.5	137.44	0.50891	69.95
20	2.5	247.40	0.35208	87.10
20	10	47.12	1.5833	74.61
30	2.5	561.56	0.2034	114.22
30	10	125.66	0.78533	98.69
40	10	235.62	0.54638	128.74
50	10	376.99	0.43374	163.52
70	10	753.98		
100	10	1555.09		
150	10	3518.58		
200	10	6267.48		
250	10	9801.8		



Ing. Ovidio Castillo Jaramillo  
LABORATORIO

Tele-fax: (07)2613699. Celular: 093883061-099692335-0980253180 Email: estsuelcon@gmail.com



UNL

Universidad Nacional de Loja

### Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.

Fecha: 10 de Agosto de 2022

#### SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL ARREGLO SCHLUMBERGER



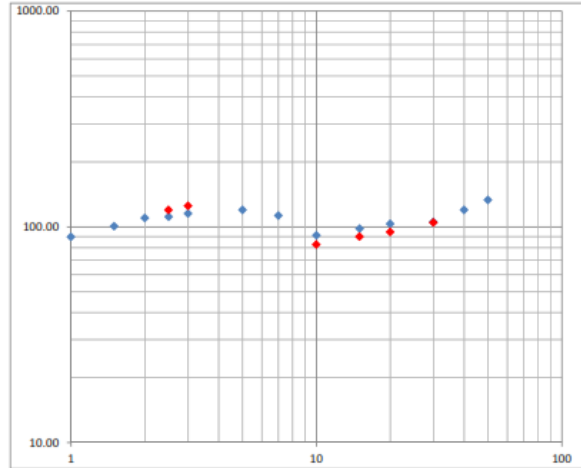
Proyecto: ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA.

Solicita: SRTA. DIANA CARAGUAY SEV: 2

Coordenadas: X: 620274 Y: 9515820 Dirección: NE/SO

Operador: ING. CLAUDEL GUERRERO

AB/2	MN/2	K	$\Delta v/i$	$\rho_u$
1	0.5	2.36	38.087	89.74
1.5	0.5	6.28	15.999	100.52
2	0.5	11.78	9.3261	109.87
2.5	0.5	18.85	5.9065	111.33
2.5	1	8.25	14.498	119.56
3	0.5	27.49	4.1868	115.09
3	1	12.57	9.9369	124.87
5	1	37.70	3.1743	119.67
7	1	75.40	1.4953	112.74
10	1	155.51	0.58697	91.28
10	2.5	58.90	1.4048	82.75
15	1	351.86	0.27857	98.02
15	2.5	137.44	0.65472	89.99
20	2.5	247.40	0.41679	103.11
20	10	47.12	2.0061	94.54
30	2.5	561.56	0.18725	105.15
30	10	125.66	0.83186	104.53
40	10	235.62	0.50775	119.64
50	10	376.99	0.3534	133.23
70	10	753.98		
100	10	1555.1		
150	10	3518.6		
200	10	6267.5		
250	10	9801.8		



Ing. Ovidio Castillo Jaramillo  
LABORATORIO

Tele-fax: (07)2613699. Celular: 093883061-099692335-0980253180 Email: estsuelcon@gmail.com

Fecha: 10 de Agosto de 2022

#### SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL ARREGLO SCHLUMBERGER



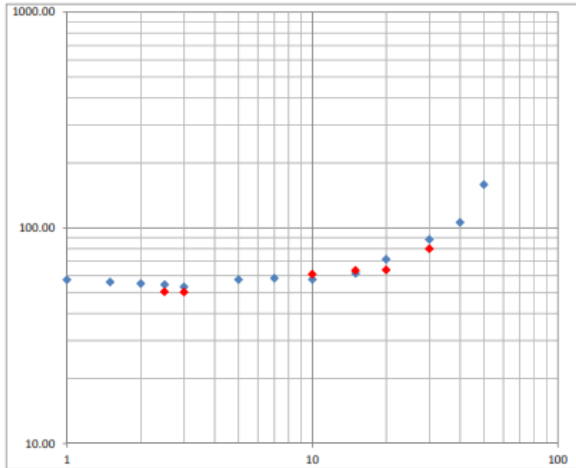
Proyecto: ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO Y BENEFICIO EN EL SECTOR EL CARDO, CANTÓN MACARÁ, PROVINCIA DE LOJA.

Solicita: SRTA. DIANA CARAGUAY SEV: 3

Coordenadas: X: 620308 Y: 9515759 Dirección: NE/SO

Operador: ING. CLAUDEL GUERRERO

AB/2	MN/2	K	$\Delta v/i$	$\rho_u$
1	0.5	2.36	24.351	57.38
1.5	0.5	6.28	8.9111	55.99
2	0.5	11.78	4.6777	55.11
2.5	0.5	18.85	2.8933	54.54
2.5	1	8.25	6.1231	50.50
3	0.5	27.49	1.9363	53.23
3	1	12.57	4.002	50.29
5	1	37.70	1.5249	57.49
7	1	75.40	0.77341	58.31
10	1	155.51	0.37028	57.58
10	2.5	58.90	1.03458	60.94
15	1	351.86	0.17445	61.38
15	2.5	137.44	0.46126	63.40
20	2.5	247.40	0.28861	71.40
20	10	47.12	1.3537	63.79
30	2.5	561.56	0.15707	88.20
30	10	125.66	0.63587	79.91
40	10	235.62	0.44931	105.87
50	10	376.99	0.42038	158.48
70	10	753.98		
100	10	1555.1		
150	10	3518.6		
200	10	6267.5		
250	10	9801.8		



Ing. Ovidio Castillo Jaramillo  
LABORATORIO


Tele-fax: (07)2613699. Celular: 093883061-099692335-0980253180 Email: estsuelcon@gmail.com







### Anexo 9. Toma de datos de campo del macizo rocoso.

PROYECTO:		"Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja".				ZONA:		1		HOJA/PLANO:		1 / 1		
REALIZADO POR:		Diana Caraguay				LOCALIZACIÓN:		x: 620353 y:9515688		FOTOS:		1		
FECHA:		20/07/2022												
LITOLOGÍA	NATURALEZA: Roca ígnea volcánica				POTENCIA:		70 m		FORMACIÓN: Rocas intrusivas, Granodiorita Tangula.					
FORMACIONES SUPERFICIALES	NATURALEZA Y TEXTURA: Andesita, de textura afanítica				MORFOLOGÍA: Afloramiento vertical antrópico				ESPESOR: 17 m					
ESTRUCTURA	PLIEGUES		FALLAS				OTROS: Familias de Juntas							
FRACTURACIÓN	BLOQUES Jv Juntas/m3		Muy Grandes <1		Grandes 1-3		Medios 3-10		Pequeños 10-30		Muy Pequeños >30		Muy brechificado >60	
RESISTENCIA DE MATRIZ ROCOSA	Extremadam blanda (Uña) 0		Muy blanda (Navaja) 1		Blandas (Punta de martillo) 2		Media (1 golpe martillo) 3		Dura (+ 1 golpe martillo) 4		Muy dura (Varios golpes) 5		Extremadam Dura (Solo raya con martillo) 6	
GRADOS DE METEORIZACION	I Inalterada (6)		II Ligeramente alterada (5)		III Moderadamente alterada (3)		IV Muy alterada (1)		V Compl meteorizada (0)		VI Suelo residual (0)			
HIDROGEOLOGÍA	Sin presencia de agua		Seco (sin señales de agua)			Húmedo		Goteos		Flujo		CAUDAL ESTIMADO:		
MUESTRAS										OBSERVACIONES: Macizo rocoso de gran extensión, con cobertura vegetal en la parte superior.				
ESTACIÓN NRO. 1														
														





**unl**

Universidad  
Nacional  
de Loja

*Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.*

---

## **Anexo 11. Mapa de zonificación del área directa.**

**(Ubicados en el Cd-R Nro. 1)**



UNL

Universidad  
Nacional  
de Loja

Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una planta de tratamiento y beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja.

## Anexo 12. Certificación de traducción del resumen.



ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA FISCOMISIONAL "EDUVIGES PORTALET"  
HERMANAS DOMINICAS DE LA INMACULADA CONCEPCIÓN  
PREDICAR LA VERDAD Y PORTAR LA LUZ DE CRISTO  
Teléf. 072571695 Correo: [escuela2eduviges@hotmail.com](mailto:escuela2eduviges@hotmail.com)  
AÑO LECTIVO 2022 – 2023



Mgs. Katherine Alexandra López López

**DOCENTE DE INGLÉS - ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA  
FISCOMISIONAL "EDUVIGES PORTALET"**

### CERTIFICA:

Que el documento aquí compuesto es fiel traducción del idioma español al idioma inglés del resumen de tesis "Estudio geológico – geotécnico previo a la construcción de una Planta de Tratamiento y Beneficio en el sector El Cardo, cantón Macará, provincia de Loja." autoría de **Diana Marisol Caraguay Cumbicus** con cédula de ciudadanía No. **1105650947**, egresada de la carrera de Ingeniería en Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial de la Facultad de la Energía, las Industrias y los Recursos Naturales No Renovables.

Lo certifico en honor a la verdad y autorizo a la interesada a hacer uso del presente en lo que a sus intereses convenga.

Loja, 28 de febrero del 2023

Mgs. Katherine Alexandra López López  
**DOCENTE DE INGLÉS**

**Mgs. Katherine López**  
**DOCENTE DE INGLÉS**  
**ID. 1105890568**  
**REG. 7241192281**