



Universidad del Azuay
Facultad de Ciencia y Tecnología
Escuela de Ingeniería Civil

Zonificación geotécnica de la zona de mayor riesgo de la Universidad del
Azuay expuesta a fenómenos geológicos.

Trabajo previo a la obtención del título de:
Ingeniero Civil

Autores:
Gabriel Aníbal Ávila Fernández
José Luis Jaramillo Flores

Director:
Ing. María Gabriela Alvarado Calle

Cuenca – Ecuador
2026

Dedicatoria

Al mejor amigo que he tenido a lo largo de mi vida, Dios.

Gracias por caminar conmigo desde aquel primer paso dentro de la universidad.

A mi padre, Fausto,

mi primer maestro, mi primer guía y el primer ingeniero civil que admiré con los ojos de un niño. Gracias por enseñarme que los grandes ingenieros no se construyen únicamente con inteligencia o cálculos perfectos, sino también con un corazón capaz de sostener a otros.

A mi madre, Paulina,

la piedra angular de mi vida y el refugio donde siempre encuentro descanso. Gracias por escuchar incluso aquello que nunca supe expresar con palabras, por sostenerme cuando el mundo parecía demasiado pesado y por entregarte por completo a mi felicidad. Si hoy logro llegar hasta aquí, es porque hubo unas manos invisibles impulsándome cada día.

A mis hermanas, Valeria e Isabella,

porque ustedes son una de las razones más grandes por las que quiero seguir superándome y demostrarles cada día lo que significa ser un mejor hombre.

A mis amigos Ana, Sebastián, Paula, Pablo y José, mi compañero de tesis,

la familia que escogí en esta vida. Gracias por llenar estos años de momentos que hicieron más liviano el peso de crecer, aprendiendo que lo más valioso nunca fue llegar rápido, sino tener con quién quedarse en el camino.

A mis abuelitos, Aníbal, Víctor, Graciela y Julia,

porque en distintas formas dejaron una huella imposible de borrar en mi vida. A mi abuelito Aníbal, el primer geotécnico del Ecuador, por inspirarme desde niño a admirar esta profesión y por convertirse, sin saberlo, en una de las razones por las que hoy esta tesis existe; honrar su historia también es parte de este logro. A mi abuelito Víctor, quien no alcanzó a verme llegar hasta aquí, pero cuyo corazón inmensamente noble heredé y sigue acompañándome en silencio en cada paso importante de mi vida. A mi abuelita Chelita, por cada palabra de aliento y por enseñarme que antes de ser un gran ingeniero, debía esforzarme por ser una gran persona. A mi abuelita Julia, aunque la vida no me permitió guardar muchos recuerdos, siempre existirá en mí el cariño de su ausencia.

Y finalmente, a la música,

por acompañarme desde que tengo memoria y convertirse muchas veces en ese lugar donde encontraba respuestas que nunca supe expresar. Gracias por estar presente en cada etapa de mi vida: en los días de crecer, en los cambios, las despedidas y los nuevos comienzos, pero sobre todo gracias por ayudarme a nunca dejar de creer en mí ni en este sueño. “Mereces lo que sueñas” - Gustavo Cerati, 1999.

Con el corazón lleno de gratitud hacia cada uno de ustedes.

Gabriel Aníbal Ávila Fernández

A Dios y a la Virgen Dolorosa, quienes han sido mi guía y mi refugio a lo largo de toda esta carrera. En los momentos de duda, de cansancio y de dificultad, su presencia me dio la fortaleza necesaria para no rendirme. Sin su bendición, nada de esto hubiera sido posible.

A mis padres, José y Marcela, quienes con su amor, su esfuerzo y su entrega incondicional hicieron posible cada paso de este camino. Todo lo que soy y lo que he logrado lleva su nombre.

A mis hermanos, Marcelo y José Daniel, por estar siempre presentes, por su complicidad y por ser mi compañía constante en cada momento de esta vida.

A mis abuelos, Marcelo, Ruth y Janeth pilares inquebrantables que con su sabiduría y cariño me han enseñado que ante cualquier adversidad siempre existe una razón para seguir adelante.

A mis tíos, Martín, Angélica, Liz y Carlos Julio, que desde el primer día me han brindado su apoyo sin condición alguna y nunca me han dejado caminar solo.

A mis amigos, quienes convirtieron cada día de universidad en un recuerdo que atesoraré siempre. A Ana, Sebastián, Paula y Gabriel, mi compañero de tesis y de vida universitaria, gracias por cada momento compartido, por las risas en los buenos tiempos y por el apoyo mutuo en los más difíciles. Sufrimos juntos, crecimos juntos y hoy celebramos juntos. No pudo haber mejor compañía para recorrer este largo y hermoso camino.

Pero sobre todo, quiero dedicar este triunfo a mis dos ángeles que hoy me acompañan desde el cielo.

A mi abuelo, Javier Jaramillo, hombre admirable y gran ejemplo de vida, quien sembró en mí el amor por esta hermosa carrera. Fue su influencia la que guió mi camino hacia la ingeniería, y es su recuerdo el que me ha dado fuerzas para llegar hasta aquí. Ojalá pudiera verme hoy.

Y a ti, Isabella Valentina, mi hermanita. Aunque la vida no te permitió estar para verme triunfar, sé con certeza que desde algún lugar del cielo lo estás haciendo, con esa sonrisa que nunca olvidaré. Este título también es tuyo.

Con todo mi amor,

José Luis Jaramillo Flores

Agradecimientos

En primer lugar, agradecemos a Dios, por darnos la fortaleza, la sabiduría y la perseverancia necesarias para enfrentar cada desafío a lo largo de esta carrera, y por habernos permitido llegar a este momento con la satisfacción del deber cumplido.

A nuestras familias, quienes han sido el pilar más sólido en cada etapa de este proceso. Su apoyo incondicional, su paciencia y su confianza en nosotros han sido el motor que nos impulsó a seguir adelante en los momentos más exigentes. Este logro es tan nuestro como de ellos.

A la Universidad del Azuay y a su Facultad de Ciencia y Tecnología, por brindarnos una formación académica íntegra y de calidad, y por proporcionarnos los espacios y recursos que hicieron posible el desarrollo de esta investigación.

A todos los docentes que a lo largo de cinco años compartieron con nosotros sus conocimientos, experiencia y vocación de enseñanza. Su dedicación dejó una huella que trasciende las aulas y acompaña nuestra formación profesional.

De manera especial, expresamos nuestro más sincero agradecimiento a nuestra directora de tesis, la Ingeniera María Gabriela Alvarado Calle, por su guía constante, su disposición permanente y su compromiso genuino con este trabajo. Su orientación técnica y humana fue fundamental para que esta investigación alcanzara el nivel que hoy presenta.

Al Ingeniero Chester Sellers, miembro de nuestro tribunal, le agradecemos profundamente por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo, por sus valiosas observaciones y por la generosidad con la que compartió su experiencia y criterio profesional, contribuyendo de manera determinante a la calidad del resultado final.

Finalmente, a nuestros compañeros y futuros colegas, con quienes compartimos cinco años de aulas, trabajos, desvelos y momentos que hoy recordamos con gratitud y afecto. La amistad y el compañerismo que construimos juntos han sido una parte esencial de esta experiencia universitaria.

A todos, gracias.

Gabriel Anibal Ávila Fernández, José Luis Jaramillo Flores.

Resumen

La presente investigación desarrolla una zonificación geotécnica de la zona de mayor riesgo del campus de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, ubicada en Cuenca, Ecuador, sobre un polígono de aproximadamente 23.700 m² expuesto a procesos activos de movimiento en masa. El subsuelo se asienta sobre depósitos de las Formaciones Mangán y Turi, con un perfil predominantemente arcilloso de alta plasticidad (clasificación CH-SUCS y A-7-6 AASHTO), contenidos de finos superiores al 82% e índices de plasticidad entre 25% y 38%, en un entorno clasificado como Zona Sísmica II ($Z = 0,25g$) según la NEC 2015. La metodología integró ocho perforaciones SPT, siete ensayos DCPT y ensayos de caracterización en laboratorio, cuyos resultados fueron procesados en un Sistema de Información Geográfica mediante interpolación IDW para generar siete mapas temáticos: capacidad portante admisible (q_{adm}), resistencia a corte no drenada (S_u), número de golpes SPT (NSPT), índice CBR, pendientes, índice de riesgo en cimentaciones (IRC) e índice de riesgo en zonas viales (IRV). Los resultados evidencian una marcada heterogeneidad del subsuelo, con un sector norte-noreste clasificado como riesgo alto en ambos índices, y un sector central-occidental con condiciones mecánicas más favorables. Los productos obtenidos constituyen una herramienta técnica de referencia para la planificación estructural, el diseño de cimentaciones y la gestión del riesgo institucional.

Palabras clave: Zonificación geotécnica, ensayo de penetración estándar, ensayo de penetración de cono dinámico, capacidad portante, movimientos en masa, sistema de información geográfica, riesgo geotécnico.

Abstract

This research presents a geotechnical zoning study of the highest-risk area within the campus of the Faculty of Science and Technology at the Universidad del Azuay, located in Cuenca, Ecuador. The study polygon covers approximately 23,700 m² and is subject to active mass movement processes. The subsurface is underlain by deposits from the Mangán and Turi Formations, characterized by a predominantly high-plasticity clay profile (CH per USCS; A-7-6 per AASHTO), fine content exceeding 82%, and plasticity indices ranging from 25% to 38%, within a seismic environment classified as Seismic Zone II ($Z = 0.25g$) under the Ecuadorian Construction Standard (NEC, 2015). The methodology integrated eight Standard Penetration Tests (SPT), seven Dynamic Cone Penetration Tests (DCPT), and laboratory classification tests. Results were processed using Geographic Information Systems with Inverse Distance Weighting (IDW) interpolation to produce seven thematic maps: admissible bearing capacity (q_{adm}), undrained shear strength (S_u), SPT blow count (NSPT), CBR index, slope gradient, foundation risk index (IRC), and road risk index (IRV). Findings reveal significant subsurface heterogeneity, with the north-northeast sector consistently classified as high risk in both composite indices, while the central-western sector exhibits more favorable geomechanical conditions. The resulting maps provide a georeferenced technical framework to support structural planning, foundation design, and institutional risk management at the university campus.

Keywords: Geotechnical zoning, standard penetration test, dynamic cone penetration test, bearing capacity, mass movements, geographic information system, geotechnical risk.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	v
Resumen	vi
Índice de contenidos	viii
Índice de figuras	xi
Índice de tablas	xiii
Índice de ecuaciones	xiv
Objetivo General	xv
Objetivos específicos	xv
Problemática y Justificación	xvi
1 Capítulo 1: Marco contextual y caracterización del área de estudio	1
1.1 Introducción	1
1.2 Localización y contexto del área de estudio	2
1.2.1 Ubicación geográfica	2
1.2.2 Características sísmicas de la zona	3
1.2.3 Límites y extensión total del área analizada	4
1.2.4 Unidades funcionales cercanas al área de riesgo	7
1.3 Condiciones geológicas y geomorfológicas	10
1.3.1 Geología Regional	10
1.3.2 Geología local	10
1.3.3 Procesos geodinámicos activos	16
1.4 Importancia de la zonificación geotécnica en áreas institucionales	23
2 Capítulo 2: Metodología de la investigación geotécnica.	26
2.1 Investigación de campo	26
2.1.1 Ubicación y selección de puntos de ensayo	26
2.1.2 Ensayo de Penetración Estándar SPT	29

2.1.3	DCPT (DCPT)	36
2.1.4	Metodología del mapa de zonificación de pendientes	38
2.1.5	Metodología del mapa de riesgo en cimentaciones	39
2.1.6	Metodología del mapa de riesgo en zonas viales	41
2.2	Ensayos de Campo	42
2.2.1	Recolección de datos SPT	42
2.2.2	Recolección de datos DCPT	57
3	Resultados y zonificación geotécnica	65
3.1	Resultados	65
3.1.1	Resultados de Laboratorio	65
3.1.2	Resultados y análisis del SPT	67
3.1.3	Resultados y análisis del DCPT	69
3.1.4	Integración de resultados geotécnicos	73
3.2	Zonificación geotécnica	76
3.2.1	Criterios de zonificación geotécnica	76
3.2.2	Características generales de los mapas de zonificación geotécnica	82
3.2.3	Mapa de capacidad portante admisible (q_{adm})	85
3.2.4	Mapa de resistencia a corte no drenada (S_u)	89
3.2.5	Mapa del número de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT)	92
3.2.6	Mapa del índice de California Bearing Ratio (CBR).	95
3.2.7	Mapa de zonificación de pendientes	98
3.2.8	Mapa de riesgo en cimentaciones	101
3.2.9	Mapa de riesgo en zonas viales	105
4	Conclusiones	108
5	Recomendaciones	112
	Referencias	115
	Anexos	119

Anexo A	119
Anexo B	124
Anexo C	125
Anexo D	131
Anexo E	135

Índice de figuras

Figura 1-1: Mapa de zonificación sísmica.....	4
Figura 1-2: Fotografía aérea del campus de la Universidad del Azuay.....	6
Figura 1-3: Fotografía aérea del polígono de estudio.....	6
Figura 1-4: Edificio C1.....	7
Figura 1-5: Edificio C4.....	8
Figura 1-6: Edificio C4, Science LAB	8
Figura 1-7: Edificio C5.....	9
Figura 1-8: Bajada desde el laboratorio de materiales y mecánica de suelos hacia el parqueadero.	9
Figura 1-9: Bajada desde el bloque C3 hasta el parqueadero.....	10
Figura 1-10: Mapa de la geología local.	12
Figura 1-11: Evidencias de fisuras facultad CCTT.	17
Figura 1-12: Evidencias de fisuras facultad CCTT.	17
Figura 1-13: Evidencias de fisuras facultad CCTT.	18
Figura 1-14: Evidencias de fisuras facultad CCTT.	18
Figura 1-15: Evidencias de fisuras facultad CCTT.	19
Figura 1-16: Afectación a la infraestructura del bloque C1	20
Figura 1-17: Afectación a la infraestructura del bloque C1	20
Figura 1-18: Fotografía aérea del polígono y ubicación de los vectores de desplazamiento.	21
Figura 2-1: Fotografía aérea del polígono y de los puntos SPT.	26
Figura 2-2: Fotografía aérea del polígono y de los puntos DCPT.....	28
Figura 2-3: Valores de f_l dependientes del índice de plasticidad.	35
Figura 2-4: Ensayo SPT, punto 1.	42
Figura 2-5: Ensayo SPT, punto 2.	44
Figura 2-6: Ensayo SPT, punto 3.	46
Figura 2-7: Ensayo SPT, punto 4.	48
Figura 2-8: Ensayo SPT, punto 5.	50
Figura 2-9: Ensayo SPT, punto 6.	52
Figura 2-10: Ensayo SPT, punto 7.	54
Figura 2-11: Ensayo SPT, punto 8.	56
Figura 2-12: Ensayo DCPT, punto 1.	58

Figura 2-13: Ensayo DCPT, punto 2.	59
Figura 2-14: Ensayo DCPT, punto 3.	60
Figura 2-15: Ensayo DCPT, punto 4.	61
Figura 2-16: Ensayo DCPT, punto 5.	62
Figura 2-17: Ensayo DCPT, punto 6.	63
Figura 2-18: Ensayo DCPT, punto 7.	64
Figura 3-1: Hoja de ensayos de clasificación.	67
Figura 3-2: Hoja de resultados SPT.....	68
Figura 3-3: Hoja de cálculo de CBR de cada punto	72
Figura 3-4: Hoja de resumen estudio geotécnico.	75
Figura 3-5: Mapa de capacidad portante admisible (q_{adm}).	87
Figura 3-6: Mapa de resistencia a corte no drenada (S_u).	90
Figura 3-7: Mapa del número de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT)...	93
Figura 3-8: Mapa del valor de California Bearing Ratio (CBR)	96
Figura 3-9: Mapa de pendientes	99
Figura 3-10: Mapa de riesgo en cimentaciones	102
Figura 3-11: Mapa de riesgo en zonas viales	106

Índice de tablas

Tabla 1-1: Aperturas de las grietas facultad de ciencia y tecnología	20
Tabla 1-2: Resultados de los vectores de desplazamiento.....	22
Tabla 2-1: Coordenadas de puntos SPT (WGS 84, zona 17S).....	27
Tabla 2-2: Coordenadas de puntos DCPT (WGS 84, zona 17S).....	28
Tabla 2-3: Factores de capacidad portante.	32
Tabla 2-4: Resultados del ensayo SPT, punto 1.	43
Tabla 2-5: Resultados del ensayo SPT, punto 2.	45
Tabla 2-6: Resultados del ensayo SPT, punto 3.	47
Tabla 2-7: Resultados del ensayo SPT, punto 4.	49
Tabla 2-8: Resultados del ensayo SPT, punto 5.	51
Tabla 2-9: Resultados del ensayo SPT, punto 6.	53
Tabla 2-10: Resultados del ensayo SPT, punto 7.	55
Tabla 2-11: Resultados del ensayo SPT, punto 8.	57
<i>Tabla 2-12: Resultados del ensayo DCPT, punto 1.</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 2-13: Resultados del ensayo DCPT, punto 2.</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 2-14: Resultados del ensayo DCPT, punto 3.</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 2-15: Resultados del ensayo DCPT, punto 4.</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 2-16: Resultados del ensayo DCPT, punto 5.</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 2-17: Resultados del ensayo DCPT, punto 6.</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 2-18: Resultados del ensayo DCPT, punto 7.</i>	<i>64</i>
Tabla 3-1: Rangos de clasificación de los valores SPT.....	77
Tabla 3-2: Rangos de clasificación de los valores CBR.....	77
Tabla 3-3: Rangos de clasificación de los valores de resistencia a corte no drenada (Su).	78
Tabla 3-4: Rangos de clasificación de los valores NSPT.....	79
Tabla 3-5: Rangos de clasificación de los valores de riesgo en cimentaciones.	80
Tabla 3-6: Rangos de clasificación de los valores de riesgo en zonas viales.....	81
Tabla 3-7: Rangos de clasificación de los valores de pendientes.....	81
Tabla 3-8: Mapas elaborados.....	84

Índice de ecuaciones

Ecuación 2-1: Correlación de presión admisible neta del suelo en función del número de golpes, el ancho de zapata y profundidad de desplante	31
Ecuación 2-2: Correlación de presión admisible neta del suelo modificada	31
Ecuación 2-3: Ecuación general de capacidad portante propuesta por Terzaghi	32
Ecuación 2-4: Correlación de ángulo de fricción con el número de golpes	34
Ecuación 2-5: Correlación de resistencia a corte no drenada con número de golpes de SPT y presión atmosférica.....	34
Ecuación 2-6: Correlación de CBR con índice de penetración dinámica de cono	37
Ecuación 2-7: Índice de riesgo en cimentaciones.....	39
Ecuación 2-8: Cálculo de amplitud de intervalo.....	40
Ecuación 2-9: Índice de riesgo en zonas viales	41

Objetivo General

Elaborar un mapa de zonificación geotécnica de la zona más afectada por la amenaza geológica de la Universidad del Azuay, mediante investigaciones de campo y laboratorio, que permita caracterizar las propiedades del suelo y del subsuelo en un área expuesta a movimientos en masa.

Objetivos específicos

- Caracterizar las condiciones geológicas y geomorfológicas del área de estudio, identificando amenazas geológicas existentes (fallas geológicas, deslizamientos, etc.).
- Realizar ensayos SPT y DCPT en puntos estratégicos.
- Elaborar mapas de zonificación geotécnica que muestren la distribución espacial del riesgo, así como tipos de suelo, capacidad portante, CBR obtenidos mediante correlaciones, y demás parámetros relevantes.
- Determinar las áreas de mayor vulnerabilidad para uso en planificación urbana y estructural de las zonas de riesgo.

Problemática y Justificación

La Universidad del Azuay está ubicada en un sector expuesto a amenazas geológicas como deslizamientos y suelos con diversa capacidad portante, lo que representa un riesgo para la seguridad de la comunidad universitaria y la estabilidad de sus edificaciones.

El Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE, 2025) ha realizado registros y análisis técnicos relacionados con la estabilidad del terreno, en los cuales se incluyen vectores de desplazamiento que evidencian movimientos de masa en determinadas zonas del campus. Estos vectores, obtenidos a partir de mediciones sistemáticas específicamente entre los años 2021 y 2025, permiten identificar variaciones mínimas en la superficie del terreno y, por tanto, comprender de manera más precisa la dinámica geológica del área. Si bien los desplazamientos registrados no representan una amenaza inmediata, sí son indicadores relevantes para el entendimiento de los procesos geotécnicos que caracterizan al subsuelo. La presencia de estos movimientos sugiere una interacción compleja entre las condiciones topográficas, la composición del suelo y la respuesta del terreno ante factores externos como la actividad sísmica. En este sentido, los datos reportados por el IERSE nos brindan un marco de referencia complementario que permite contextualizar la situación geológica del campus universitario dentro de un entorno susceptible a fenómenos naturales. Dichos antecedentes refuerzan la importancia de integrar parámetros geotécnicos, geofísicos y geomorfológicos en estudios de zonificación que contribuyan a una caracterización más completa de los niveles de riesgo y de las condiciones del subsuelo en áreas institucionales y urbanas.

Diversos estudios nacionales han demostrado que las condiciones geotécnicas y dinámicas del subsuelo influyen directamente en el comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos. En el caso de Esmeraldas, el estudio realizado por GEOESTUDIOS S.A. (2017), evidenció que la microzonificación geotécnica y sísmica constituye una herramienta esencial para identificar zonas vulnerables y orientar la planificación territorial hacia un desarrollo urbano más seguro y resiliente.

De acuerdo con He et al., (2024), la zonificación geotécnica permite comprender mejor la dinámica geológica y los riesgos asociados al terreno. Este enfoque sistemático mejora la precisión en la delimitación de zonas de vulnerabilidad y ofrece una base más sólida para la planificación urbana segura en entornos con condiciones sedimentarias complejas.

Otros autores han afirmado que:

la expansión demográfica acelerada en zonas urbanas y rurales especialmente en territorios expuestos a fenómenos naturales ha derivado en un aumento significativo de afectación sobre la población y materiales. Ante este escenario, la evaluación y zonificación de amenazas se consolidan como instrumentos fundamentales para la ordenación del territorio, orientados a la prevención y mitigación de riesgos presentes y futuros.” (Changnon et al., 2020, citado en García Aguayo et al., 2025, p. 701)

Estudios recientes en otras regiones, como el sitio La Pajita en la provincia de Manabí, demuestran que la evaluación de la susceptibilidad a deslizamientos requiere un enfoque integral que combine caracterización de campo, prospección geofísica y análisis geotécnico, utilizando parámetros obtenidos en laboratorio para modelar con precisión la estabilidad del terreno (Aguayo et al., 2025). Experiencias similares en otros contextos refuerzan esta necesidad, ya que se ha comprobado que sin mapas de zonificación geotécnica validados mediante exploraciones in situ y análisis mecánicos, no es posible establecer con certeza la capacidad portante de los suelos ni garantizar una planificación estructural segura.

1 Capítulo 1: Marco contextual y caracterización del área de estudio

1.1 Introducción

La caracterización del subsuelo es una actividad fundamental dentro de la ingeniería civil, especialmente en zonas donde la variabilidad del terreno puede influir en la estabilidad de las estructuras y en la planificación de obras futuras. En el caso de instituciones educativas que concentran edificaciones, áreas de circulación y espacios de alto uso, disponer de información precisa sobre las condiciones geológicas y geotécnicas constituye una herramienta que permite orientar decisiones técnicas con mayor seguridad. Con este propósito, la presente investigación se desarrolla en el campus de la Universidad del Azuay, un entorno cuya dinámica del terreno requiere una evaluación detallada que permita comprender mejor su comportamiento y sus particularidades a nivel superficial y subterráneo.

El estudio se estructura a partir de una serie de procedimientos que permiten integrar información proveniente de diferentes fuentes y metodologías. Entre ellas se encuentran el análisis de mapas geotécnicos y de riesgo, así como el trabajo de campo mediante ensayos geotécnicos de penetración. Estos ensayos constituyen la base de la caracterización del terreno, ya que permiten obtener parámetros relevantes sobre resistencia, clasificación del suelo y variaciones en profundidad. En particular, se emplean el SPT que según Ávila (2004), puede ser utilizado en la determinación de la capacidad de soporte de un suelo de cimentación, este fue un método propuesto por Terzaghi quien estableció la relación entre la capacidad de soporte y el valor en números de golpes necesarios para que penetre un pie de profundidad, y el DCPT (en lo posterior referido bajo las siglas DCPT), reconocido por su utilidad en la obtención de registros continuos de rigidez y su correlación con valores de CBR, tal como lo establece la norma ASTM D6951 (2023).

La metodología planteada contempla una planificación cuidadosa de los puntos donde se ejecutarán los ensayos, considerando la morfología del terreno y la necesidad de cubrir zonas representativas. Posteriormente, los resultados obtenidos serán sometidos a análisis de laboratorio para determinar características complementarias, como granulometría, límites de Atterberg, humedad y densidad, siguiendo los lineamientos técnicos

establecidos por normativas nacionales e internacionales. Esta integración de datos de campo y laboratorio permitirá generar bases sólidas para la interpretación geotécnica del área.

Una vez procesada la información, los resultados se incorporarán a un Sistema de Información Geográfica (SIG) con el fin de elaborar mapas temáticos que representen la distribución espacial de parámetros como el CBR, la clasificación de los suelos y la capacidad portante. Esta etapa es fundamental, pues facilita visualizar de manera clara las variaciones del terreno y contribuye a la elaboración del mapa de zonificación geotécnica correspondiente al sector evaluado. La elaboración de esta zonificación responde a lo establecido en los objetivos del estudio, que buscan identificar zonas estables, intermedias y de mayor vulnerabilidad dentro del campus.

En resumen, la presente investigación ofrece una aproximación completa a las características geotécnicas de la Universidad del Azuay, aportando información valiosa para la planificación institucional, el diseño estructural y la gestión del riesgo. La zonificación generada no solo servirá como referencia técnica inmediata, sino que también constituirá una herramienta de utilidad para futuros proyectos pensando en el bienestar y la seguridad de los estudiantes y colaboradores además servirá para el seguimiento de las condiciones del terreno en esta área de estudio.

1.2 Localización y contexto del área de estudio

1.2.1 Ubicación geográfica

El campus de la Universidad del Azuay se encuentra asentado en la ciudad de Santa Ana de los Cuatro Ríos de Cuenca, capital de la provincia del Azuay, en la región sierra austral de Ecuador. Geográficamente, la ciudad está localizada en un valle interandino, lo que le da una topografía fuertemente influenciada por la conformación de terrazas aluviales y coluviales, próximas a los cauces de varios ríos.

Las coordenadas geográficas del campus según el sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator (UTM), se sitúan aproximadamente en 722158 m E (coordenada este) y 9677111 m N (coordenada norte), (datum WGS 84, zona 17S) según información cartográfica pública.

(Coordenadas Geográficas de Cuenca, Ecuador - Latitud y Longitud, s. f.)

Esta ubicación corresponde al sistema geodésico global WGS-84, lo que es relevante para el análisis geotécnico ya que permite relacionar los datos de exploraciones de suelos con una referencia espacial universal.

En cuanto a la altitud, Cuenca se encuentra aproximadamente a 2 550 metros sobre el nivel del mar, especialmente en sus zonas urbanas consolidadas, lo que influye directamente en sus condiciones geomorfológicas, climáticas y en la formación de suelos.

Al estar rodeada por cordilleras andinas, la ciudad refleja una configuración topográfica compleja que condiciona el comportamiento del terreno, especialmente en pendientes y zonas de transición entre terrazas.

Desde un punto de vista regional, la localización de Cuenca dentro de la cuenca hidrográfica formada por los ríos Tomebamba, Yanuncay, Tarqui y Machángara (que atraviesan la ciudad) tiene implicaciones tanto en el drenaje superficial como en la dinámica hídrica del subsuelo.

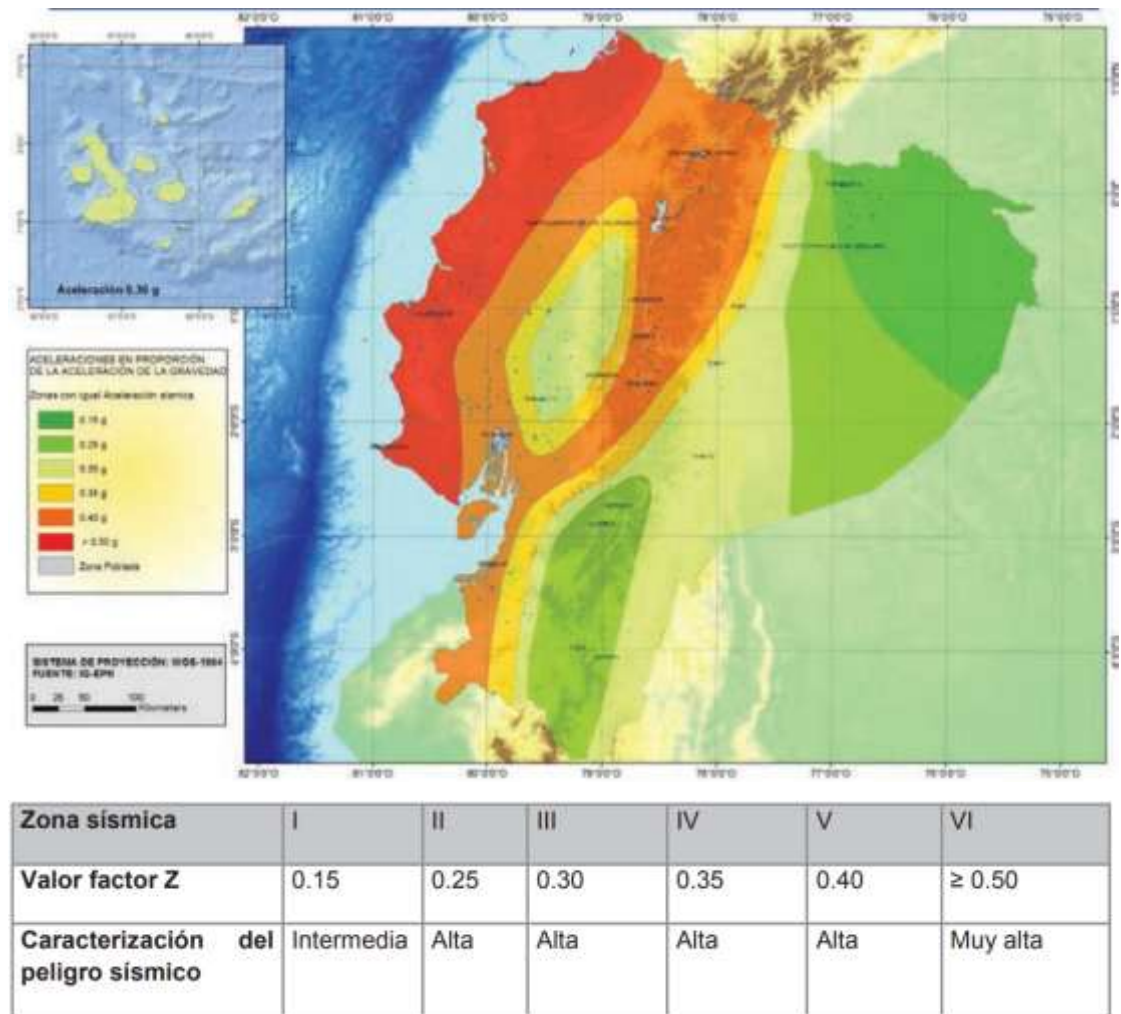
Esta red fluvial ha contribuido históricamente a la formación de depósitos aluviales y coluviales, componentes fundamentales para la caracterización geotécnica del terreno.

La posición geográfica de la facultad de Ciencia y Tecnología no solo define su entorno natural, sino que también plantea desafíos técnicos para su desarrollo: las variaciones altitudinales, la presencia de suelos asociados a ríos y la proximidad a laderas hacen necesaria una evaluación precisa del subsuelo para determinar la estabilidad, la capacidad portante y los riesgos potenciales relacionados con movimientos de masa o asentamientos diferenciales.

1.2.2 Características sísmicas de la zona

De acuerdo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), específicamente en el apartado NEC-SE-DS referente a amenaza sísmica y criterios de diseño sismo resistente, el área correspondiente al polígono analizado se localiza dentro de la categoría sísmica II. Esta clasificación se asocia con un nivel elevado de amenaza sísmica (ver Figura 1-1) y considera un coeficiente Z igual a 0,25 g. Dicho parámetro expresa la aceleración máxima prevista sobre roca para el sismo de diseño, representada como una proporción de la aceleración gravitacional.

Figura 1-1: Mapa de zonificación sísmica.



Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2015)

La Figura 1-1 presenta el mapa de zonificación sísmica del Ecuador continental e insular, donde se distinguen seis zonas mediante una escala de colores que va del verde al rojo, representando aceleraciones sísmicas en proporción a la gravedad desde 0,15g hasta valores iguales o superiores a 0,50g. Acompañando al mapa, la tabla inferior resume las seis zonas sísmicas con sus respectivos valores del factor Z y su caracterización del peligro sísmico, que varía entre intermedia para la Zona I y muy alta para la Zona VI.

1.2.3 Límites y extensión total del área analizada

La delimitación del área de estudio es un paso crítico que condiciona toda la investigación geotécnica: define el dominio espacial sobre el que se recogerán datos, se interpretarán parámetros y se elaborarán mapas de zonificación. Para el presente trabajo se propone

considerar como límite el polígono que comprende la facultad de ciencia y tecnología y parte del parqueadero universitario, los cuales integran el área más vulnerable identificado por los registros preliminares del IERSE, extendiendo la figura hasta incluir las franjas adyacentes que presentan continuidad geomorfológica con el sector central. Esta delimitación permite capturar no sólo los puntos con evidencias directas de movimiento de masa, sino también las áreas transicionales donde las condiciones de pendiente, cobertura superficial y composición del depósito pueden variar de forma significativa.

La justificación de esta delimitación responde a tres criterios observados directamente en campo. En primer lugar, el sector concentra los vectores de desplazamiento más significativos registrados en el área, lo que evidencia la presencia de un proceso activo de movimiento de masa. En segundo lugar, se identificaron variaciones considerables de pendiente dentro del polígono, condición que favorece la inestabilidad del terreno y determina en gran medida el comportamiento mecánico de los depósitos superficiales. En tercer lugar, se constataron visualmente fisuras en el terreno y afectaciones en obras civiles de la zona, indicadores directos de deformación estructural que confirman la actividad del proceso y justifican la inclusión de las franjas adyacentes con continuidad geomorfológica respecto al sector central.

Estos tres criterios en conjunto permitieron trazar un contorno coherente que abarca tanto las zonas con evidencias directas de inestabilidad como las áreas de transición donde las condiciones de pendiente y composición del depósito presentan variaciones relevantes para la zonificación. La extensión total del polígono fue calculada mediante análisis en SIG. A continuación, se presenta el croquis del polígono de estudio con sus límites definidos y dimensiones esperadas en metros cuadrados.

Figura 1-2: Fotografía aérea del campus de la Universidad del Azuay



Fuente: Imagen base tomada de Qgis. Edición y elementos añadidos por el autor.

La Figura 1-2 presenta una fotografía aérea del campus de la Universidad del Azuay con una línea de contorno de color azul que define el perímetro del predio universitario.

Figura 1-3: Fotografía aérea del polígono de estudio.



Fuente: Imagen base tomada de Qgis. Edición y elementos añadidos por el autor.

La Figura 1-3 presenta una fotografía aérea del polígono de estudio, donde se resalta mediante una superposición de color amarillo-verdoso translúcido el área específica

delimitada para la investigación, permitiendo identificar su forma, extensión y ubicación dentro del contexto urbano circundante.

El polígono de estudio cuenta con un área superficial aproximada de 23.700 metros cuadrados.

1.2.4 Unidades funcionales cercanas al área de riesgo

El sector analizado se encuentra rodeado de diversas unidades funcionales que desempeñan un papel fundamental dentro de las actividades académicas y administrativas del campus, por esa razón la proximidad de estas edificaciones al área de riesgo confiere un interés especial a su caracterización, ya que la magnitud del impacto potencial ante un evento geotécnico depende, en buena medida, del número de usuarios, la naturaleza de las actividades que albergan y su nivel de ocupación a lo largo del día. Entre las unidades más cercanas se identifican el edificio C1, Bloques C2, C3, C4, C6, C7, C9, Auditorio C5, Cafetería C8, Laboratorio de suelos C10 y espacios recreativos que registran un flujo constante de estudiantes y personal universitario.

Figura 1-4: Edificio C1



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-4 muestra la edificación C1 que se encuentra dentro del polígono de estudio.

Figura 1-5: Edificio C4



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-5 muestra la edificación C4 que se encuentra dentro del polígono de estudio.

Figura 1-6: Edificio C4, Science LAB



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-6 muestra la edificación C4 que se encuentra dentro del polígono de estudio.

Figura 1-7: Edificio C5



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-7 muestra la edificación C5 que se encuentra dentro del polígono de estudio.

Figura 1-8: Bajada desde el laboratorio de materiales y mecánica de suelos hacia el parqueadero.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-8 muestra la bajada desde el laboratorio de materiales y mecánica de suelos hacia el parqueadero que se encuentra dentro del polígono de estudio.

Figura 1-9: Bajada desde el bloque C3 hasta el parqueadero.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-9 muestra la pendiente que existe entre el bloque C3 y el parqueadero general de la universidad del azuay que se encuentra dentro del polígono de estudio.

1.3 Condiciones geológicas y geomorfológicas

1.3.1 Geología Regional

El área del proyecto se encuentra en el dominio de la cuenca sedimentaria terrígena e intra-montañosa conocida como “La Cuenca de Cuenca”, misma que se caracteriza por estar constituida por una potente serie de sedimentos depositados en ambientes transicionales entre deltaicos hasta marino salobres y cuya fuente de aporte estuvo localizada fundamentalmente en el basamento cristalino de la Cordillera Real (Steinmann, 1997)

1.3.2 Geología local

La geología local del campus de la Universidad del Azuay se caracteriza por la presencia depósitos aluviales y coluviales de la formación Mangán y Turi, que reflejan la dinámica geológica propia del valle interandino. El subsuelo del sector está constituido principalmente por suelos derivados de la meteorización de materiales volcánicos, los cuales conforman horizontes arcillosos y limosos de tonalidades cafés y oscuras; así

mismo, estos materiales aunque en apariencia superficial pueden parecer relativamente homogéneos, presentan variaciones internas importantes asociadas a procesos de alteración mineral y a las condiciones climáticas del entorno, lo que evidencia que el terreno no es estable de manera uniforme, sino que responde activamente a cambios en humedad y esfuerzos (Riquetti y Riquetti, 2014).

En las zonas donde la topografía de la facultad presenta pendientes moderadas a altas, el estudio reporta la existencia de depósitos coluviales formados por el arrastre gravitacional de suelos finos y fragmentos rocosos. En consecuencia, estos depósitos se acumulan en los sectores de transición entre laderas y superficies más planas, conformando estratos de mayor heterogeneidad que los suelos residuales y con espesores variables que pueden asociarse a episodios antiguos de remoción en masa. Esta coexistencia de materiales residuales relativamente uniformes con coluviones de origen más caótico genera un subsuelo complejo, donde la variabilidad litológica condiciona la respuesta mecánica del terreno y constituye un factor determinante para la evaluación de la estabilidad y el desarrollo de la zonificación geotécnica (Riquetti y Riquetti 2014).

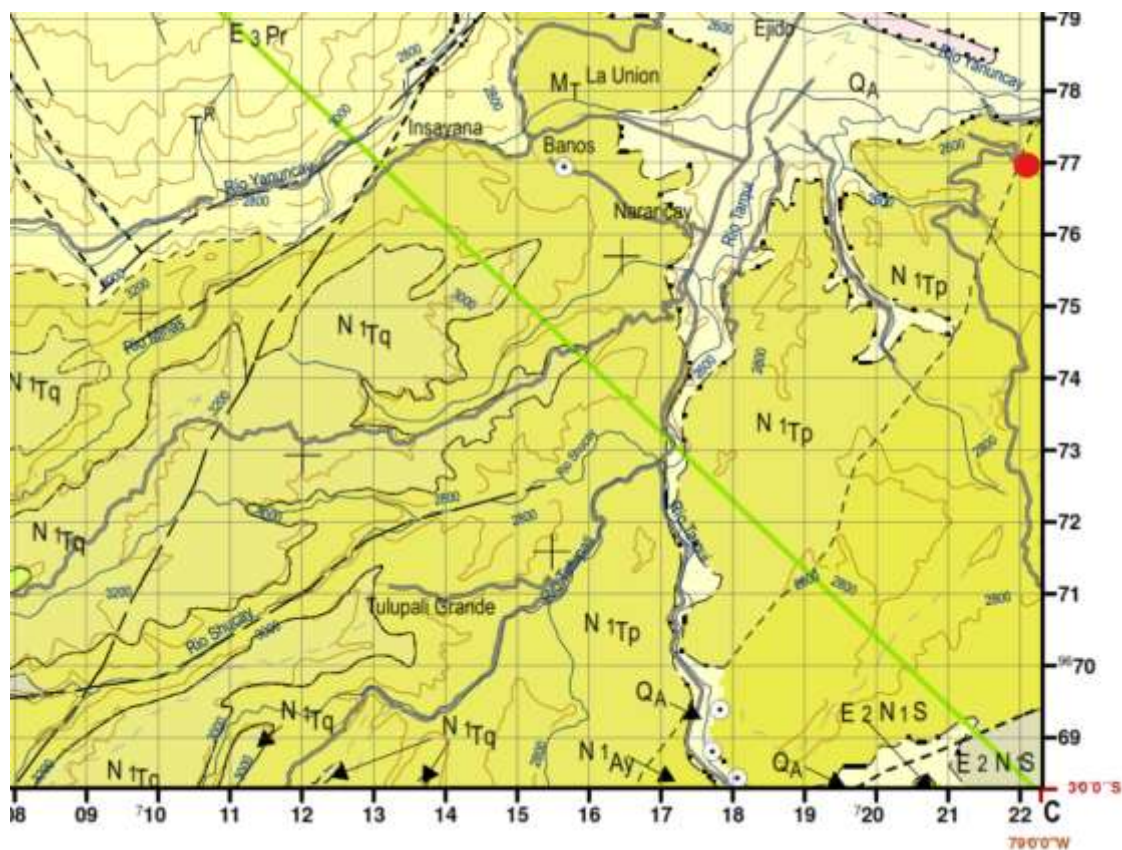
En cuanto a la estructura interna del terreno, aunque no se identifican fallas activas dentro del campus, el estudio señala la presencia de discontinuidades menores y variaciones en la estratificación generadas por la meteorización diferencial. Estas discontinuidades favorecen la infiltración de agua y pueden convertirse en planos de debilidad, especialmente en periodos de saturación, lo que incrementa la susceptibilidad a movimientos superficiales. Asimismo, Riquetti y Riquetti (2014) indican que los suelos arcillosos presentes en distintos sectores del campus tienden a experimentar cambios volumétricos en función de la humedad, fenómeno que puede reducir su rigidez y resistencia al corte y, por ende, incrementar el riesgo de asentamientos diferenciales o pérdidas de soporte.

El perfil estratigráfico descrito en las excavaciones realizadas muestra una secuencia compuesta por capas de arcillas limosas en los horizontes superiores, seguidas de materiales coluviales más granulares en profundidad. Esta transición entre suelos cohesivos y materiales sueltos constituye un aspecto geotécnico relevante, ya que ambas unidades presentan comportamientos mecánicos distintos frente a cargas y variaciones de humedad. Según el informe geotécnico, la presencia de humedad en estos estratos es un factor crítico, pues el agua no solo modifica las características del suelo, sino que también actúa como agente lubricante en los contactos entre partículas, reduciendo la resistencia

interna y favoreciendo condiciones de inestabilidad en sectores específicos del campus (Riquetti y Riquetti 2014).

Finalmente, la relación entre la geología y la morfología del terreno evidencia una distribución diferenciada de materiales: las áreas con mayor pendiente concentran depósitos sueltos y transportados, mientras que las zonas relativamente planas presentan suelos residuales más consolidados. Ahora bien, esta distribución responde a la interacción entre litología, topografía e hidrología superficial, y determina en gran medida la capacidad portante del terreno y el comportamiento esperado ante cargas estructurales. Por ello, la geología local no solo describe la composición y origen de los materiales presentes en el campus, sino que constituye un elemento fundamental para interpretar las condiciones del subsuelo, identificar zonas potencialmente problemáticas y sustentar la zonificación geotécnica desarrollada en esta investigación (Riquetti y Riquetti 2014).

Figura 1-10: Mapa de la geología local.



Fuente: (Hungerbühler, 1997).

La Figura 1-10 presenta el mapa de geología local del área de estudio, en el que se identifican las principales unidades litoestratigráficas presentes en el sector. El punto rojo indica la ubicación de nuestro polígono de estudio el cual forma parte del grupo ayancay.

Grupo Ayancay

Forma parte de la secuencia sedimentaria de la cuenca de Cuenca y aflora al norte y sur de la ciudad. Es de origen fluvial y está compuesta predominantemente por areniscas, lutitas verdes y rojas, y limolitas con escasas tobas, capas de carbón y conglomerados. Este grupo consiste en las formaciones Santa Rosa y Mangán (Bristow & Hoffstetter, 1977; Bristow & Parodiz, 1982). Descansa discordantemente sobre el Grupo Saraguro y está sobreyacido por la Formación Turi. Su edad corresponde al Mioceno Medio (18–10 Ma) (Hungerbühler, 1997).

Formación Turi (Mtu)

Descripción geológica

Afloramientos: La Fm. Turi se encuentra sobre todo en la hoja Déleg 1:25.000 junto a la Fm. Santa Rosa y Biblián al NW de Pacchamama. Presenta unos afloramientos típicos en la carretera a Turi y otros importantes en las inmediaciones de Misicata (UTM 9678500 717000).

Litología: Manifiesta una gran variación lateral de su litología, consiste de conglomerados de base, arenas, arcillas, tobas y brechas bien estratificadas. Según (Erazo., 1957, citado en PRECUPA., 1998, p. 30) se ha encontrado madera fosilizada y un mamut. En la carretera a Turi, se observan conglomerados con aportes volcánicos y areniscas en estratos casi horizontales sobre capas sedimentarias deformadas.

Espesor y tectónica: A la Fm. Turi se le atribuye un espesor de 200 m. (Bristow., 1980, citado en PRECUPA., 1998, p. 30), hace parte de la serie más joven de la cuenca sedimentaria de Cuenca, poco deformada, posterior a los depósitos más antiguos de la cuenca que sufrieron grandes deformaciones compresivas, hace 9-8 Millones de años.

Edad y génesis: Recientes dataciones en cenizas intercaladas de la Fm. Turi indican una edad del Mioceno–Tardío. Por su litología, su génesis es de depósitos

en un ambiente continental con sistemas fluviales con grandes aportes y zonas de inundación. (PRECUPA, 1998, pp 30)

Comportamiento geotécnico de la Fm. Turi

Condiciones geodinámicas. - Son comunes las caídas de bloques en fuertes pendientes, pueden aportar con peso en la inestabilidad de estratos débiles más profundos de Mangán.

Condiciones estructurales. - Fisuración subvertical por desecación en arenisca y conglomerados.

Condiciones hidrogeológicas- Macizos poco permeables, con niveles freáticos profundos.

Trabajabilidad y posible uso del material. - Excavación de mediana dificultad con maquinaria. Buen material de relleno.

Comportamiento geotécnico, en resumen- Macizo competente, propicia caída de bloques en fuertes pendientes. (PRECUPA, 1998, pp 30-31)

Susceptibilidad a terrenos inestables de la Fm. Turi

Según el estudio realizado por PRECUPA (1998) la susceptibilidad a terrenos inestables es:

Baja. Atención preferencial a bloques sueltos y desprendimientos en cortes de vías. Además, podrían involucrarse en deslizamientos con rotura en arcillas Mangán (p. 31).

Formación Mangán (Mm)

Afloramientos: Los afloramientos se presentan de manera amplia dentro del área analizada, extendiéndose desde el sector sur de Pacchamama —donde se encuentran recubiertos por la Formación Llacao— hacia el norte, atravesando Déleg y alcanzando el noroeste de Biblián.

Litología: Secuencia de limolitas, lutitas y areniscas finogranulares, en su parte inferior todos de color claro; en su parte media se encuentran lutitas asociadas con vetas de carbón; en la parte superior aflora una arenisca tobácea gruesa café, que

se hace conglomerática hacia arriba (Bristow., 1973, citado en PRECUPA., 1998, p. 31).

Espesor y tectónica: A la Fm. Mangán propiamente dicha se le atribuye un espesor aproximado de 2.200 m., (Bristow., 1980, citado en PRECUPA., 1998, p. 31), mientras a la Fm. Turi y el Mb. Santa Rosa un espesor de 700 m.

La Fm. Mangán es la más importante secuencia y la primera de la serie más joven de la cuenca sedimentaria de Cuenca, encontrándose en discordancia con los depósitos antiguos de la cuenca como el caso del contacto con la Fm. Azogues que sufrió grandes deformaciones compresivas de hace 9-8 Millones de años, sin embargo, la Fm. Mangán fue aún afectada, mostrando ahora ligera deformación y fallamiento.

Edad y génesis: Recientemente dataciones de trazas de fisión indican para la Fm. Mangán una edad de inicio del Mioceno - Tardío. El mismo autor interpreta su génesis como depósitos continentales deltaicos en sistema fluvial meandriforme distal con planicies de inundación. Los geólogos del Institute of Geological Sciences (Bristow., 1973, citado en PRECUPA., 1998, p. 32), habían encontrado ostrácodos en la Fm. Mangán que indicaría intrusiones marino salobres a comprobarse. (PRECUPA, 1998, pp 31-32)

Comportamiento geotécnico

Condiciones geodinámicas. - Erosión y movimientos del terreno especialmente al estar expuestas. La saturación de los materiales finos tiene especial importancia, más que la pendiente. La alternancia de estratos competentes e incompetentes favorece el desarrollo de superficies de debilidad.

Condiciones hidrogeológicas. - Material poroso, pero de baja permeabilidad por su limitación en la transmisibilidad. Niveles freáticos poco profundos generan flujos paralelos sobre contactos duros y concrecionados como el caso de areniscas calcáreas.

Condiciones estructurales. - Los materiales incompetentes se presentan fragmentados, con juntas abiertas, bordes blandos y rellenos de arcilla. Los materiales competentes con concreciones calcáreas son medianamente

fracturados (10 cm a 1 m), presentando juntas cerradas a abiertas (3mm) con bordes rugosos, oxidados y blandos. Existe variedad intermedia.

Comportamiento geotécnico, en resumen. - En la Fm. Mangán de alternancia finogranular durablanda, predominan los estratos fisiles (ej. lutitas), en los cuales las condiciones de saturación disminuyen la resistencia al corte hasta la rotura; roturas limitadas por los estratos competentes. Sin embargo, en zonas con predominio de materiales fisiles, todo el macizo puede estar involucrado en grandes zonas inestables cuando se desarrollan grandes presiones de poros (PRECUPA, 1998, pp 32)

Susceptibilidad a terrenos inestables

Según el estudio realizado por PRECUPA (1998) se afirma que la susceptibilidad a terrenos inestables es:

Alta. Una vez erosionada la cobertura volcánica afloran las formaciones de la cuenca de Cuenca empezando grandes movimientos del terreno en los que contribuyó la Fm. Mangán por sus estratos incompetentes y la sobrecarga. Actualmente permanece la Fm. Mangán susceptible a movimientos del terreno según las condiciones indicadas sobretodo la saturación de sus materiales fisiles, susceptibilidad que es incrementada por la mala utilización y cortes inadecuados del terreno. (p. 32)

1.3.3 Procesos geodinámicos activos

La estabilidad del área de estudio está condicionada por procesos de geodinámica externa activos, los cuales han sido monitoreados y documentados, permitiendo establecer una relación directa entre la morfología del terreno y su comportamiento mecánico actual.

El campus de la Universidad del Azuay se asienta sobre una zona que, por sus características geológicas, que según el estudio realizado por Riquetti y Riquetti (2014) son depósitos coluviales y materiales de la formación Mangán y Turi, ha presentado una recurrencia de movimientos en masa. Registros previos y la evidencia geomorfológica en los taludes circundantes indican que el sector ha experimentado procesos de inestabilidad, generando una huella de inestabilidad que justifica la necesidad de una zonificación detallada.

Se han identificado signos claros de fatiga y deformación en la infraestructura existente, particularmente en la zona de la Facultad de Ciencia y Tecnología, sus áreas de parqueo y alrededores, entre las evidencias detectadas se incluyen:

Figura 1-11: Evidencias de fisuras facultad CCTT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-11 presenta una fisura longitudinal desarrollada sobre el pavimento flexible del parqueadero, extendiéndose desde la base del bordillo hacia el interior de la calzada. Su orientación y apertura de ($\pm$) 1.51 cm sugieren un desplazamiento diferencial del terreno subyacente.

Figura 1-12: Evidencias de fisuras facultad CCTT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-12 presenta una fisura de gran desarrollo longitudinal que atraviesa la superficie del estacionamiento de forma continua y rectilínea, con una apertura de ($\pm$) 3.42 cm. Su trayectoria indica la presencia de un plano de deformación activo en el depósito superficial.

Figura 1-13: Evidencias de fisuras facultad CCTT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-13 presenta una grieta diagonal que atraviesa la zona de cruce peatonal en el parqueadero, con una apertura de ($\pm$) 1.60 cm. La afectación sobre la señalización horizontal permite estimar el período de aparición de la fisura respecto a la última intervención de mantenimiento.

Figura 1-14: Evidencias de fisuras facultad CCTT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-14 presenta una fisura de ($\pm$) 3.43 cm de apertura que atraviesa el carril de circulación vehicular, con bordes ligeramente levantados que evidencian un componente de movimiento vertical, consistente con un proceso de reptación superficial activo.

Figura 1-15: Evidencias de fisuras facultad CCTT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1-15 presenta una fisura de mayor apertura registrada en campo, con ($\pm$) 9.27 cm de separación entre labios y expulsión de material fino desde el interior, confirmando

que el proceso de deformación es activo. Constituye la evidencia más crítica de inestabilidad en el área de parqueadero.

Tabla 1-1: Aperturas de las grietas facultad de ciencia y tecnología

Figura	Apertura (cm)
1.11	1.51
1.12	3.42
1.13	1.60
1.14	3.43
1.15	9.27

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 1-1 podemos observar un registro en cm de las aperturas a las cuales se ven afectadas las zonas viales del polígono de estudio.

Figura 1-16: Afectación a la infraestructura del bloque C1



Fuente: Informe estructural del edificio C1 de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay-Cuenca (p.7), CIVIL UDA, 2023

En la Figura 1-16 se observa una fisura diagonal en la esquina exterior de mampostería del bloque C1, siguiendo la dirección de las juntas entre unidades, patrón característico de asentamientos diferenciales en la cimentación. Esta afectación fue documentada tras un evento sísmico.

Figura 1-17: Afectación a la infraestructura del bloque C1



Fuente: Informe estructural del edificio C1 de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay-Cuenca (p.9), CIVIL UDA, 2023

En la Figura 1-17 se aprecia unas fisuras diagonales y verticales en muros interiores del bloque C1, con desprendimiento parcial del recubrimiento en la unión muro-losa. La distribución del daño en múltiples elementos indica una acumulación previa de deformaciones por movimiento del terreno, agravadas por la sollicitación sísmica registrada.

Sin embargo, el análisis más determinante de la actividad geodinámica proviene del monitoreo realizado por el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE), por el cual, a través del estudio de los vectores de desplazamiento, se ha identificado el comportamiento del terreno en el polígono de interés.

Los datos proporcionados, analizados bajo el parámetro de distancia acumulada (distancia de desplazamiento), corresponden a un registro histórico de los últimos cuatro años (2021-2025). Esta serie temporal es crítica, ya que permite observar que el desplazamiento no es un evento aislado, sino un proceso progresivo.

A continuación, se observarán los vectores de desplazamiento analizados.

Figura 1-18: Fotografía aérea del polígono y ubicación de los vectores de desplazamiento.



Fuente: Imagen base tomada de Qgis. Edición y elementos tomados de (IERSE, 2025).

La Figura 1-18 presenta una fotografía aérea del polígono de estudio con la ubicación georeferenciada de los vectores de desplazamiento, identificados mediante puntos de color amarillo etiquetados como M01, M02, M18, M19, M20, M21 y M22, distribuidos tanto dentro como en los alrededores del área delimitada.

Tabla 1-2: Resultados de los vectores de desplazamiento.

Punto	Distancia de desplazamiento (m)	Coordenada Este (X)	Coordenada Norte (Y)	Ángulo de desplazamiento
M01	0.21	722040.31	9677270.40	79.63
M02	0.27	722165.11	9677305.56	60.02
M18	0.29	722138.70	9677050.77	74.01
M19	0.30	722060.06	9677089.90	81.86
M20	0.27	721956.31	9677131.35	88.26
M21	0.30	722147.11	9677209.70	67.10
M22	0.29	722021.39	9677164.80	77.90

Fuente: Tomada de Qgis, Edición y elementos tomados de (IERSE, 2025).

La Tabla 1-2 presenta los vectores de desplazamiento registrados en los siete puntos de control monitoreados, caracterizados por su distancia de desplazamiento acumulado, su ubicación en coordenadas planas (Este y Norte) y el ángulo de desplazamiento correspondiente.

En cuanto a las distancias de desplazamiento, los valores registrados oscilan entre 0.21 m y 0.30 m, lo que evidencia una variabilidad moderada entre puntos de control. Sin embargo, esta aparente homogeneidad no debe interpretarse como uniformidad del fenómeno, sino como una característica propia de un sistema de movilización de masas activo en el que el movimiento se distribuye de manera relativamente continua sobre toda el área analizada. Cabe destacar que los valores más elevados de desplazamiento, correspondientes a los puntos M19, M21 y M18, se concentran en el sector de la Facultad de Ciencia y Tecnología, lo que refuerza la identificación de esta zona como la de mayor actividad cinemática dentro del polígono de estudio.

Respecto a los ángulos de desplazamiento, los valores registrados varían entre 60.02° y 88.26° , indicando una dirección de movimiento predominantemente subvertical. Esta característica es consistente con un mecanismo de deformación en el que la componente de movimiento vertical es dominante, lo que sugiere procesos de asentamiento diferencial o fluencia lenta del material, antes que un deslizamiento rotacional o traslacional clásico.

En conjunto, la evidencia técnica registrada por el IERSE constituye la base fundamental para la zonificación propuesta, ya que permite correlacionar los tipos de suelo identificados en los ensayos SPT y DCPT con el comportamiento cinemático real del terreno, aportando solidez y respaldo empírico a los resultados del presente trabajo.

1.4 Importancia de la zonificación geotécnica en áreas institucionales

La zonificación geotécnica es una forma muy práctica e importante que nos ayuda a comprender el comportamiento del terreno en espacios donde existen actividades humanas, edificaciones y dinámicas naturales (como los deslizamientos activos) que pueden comprometer la estabilidad del espacio construido. Ahora bien, en áreas como en este caso una facultad universitaria, la importancia de este tipo de estudios se intensifica debido a la presencia de edificaciones que contienen una alta concentración de personas como, por ejemplo: aulas, laboratorios, auditorio, oficinas y zonas deportivas; donde la seguridad y funcionalidad de estas infraestructuras dependen directamente de la adecuada

caracterización del subsuelo y del reconocimiento temprano de posibles amenazas geológicas, ya que, como señalan Ayala et al., (2022), el análisis geotécnico del terreno constituye una etapa fundamental para conocer el comportamiento físico y mecánico del suelo frente a distintas cargas y condiciones de uso. Esta evaluación proporciona información indispensable para planificar proyectos urbanos de manera adecuada, reducir riesgos estructurales y garantizar que las obras se ejecuten conforme a los requisitos técnicos y legales establecidos por la normativa constructiva actual. Asimismo, estos estudios favorecen la estabilidad, resistencia y vida útil de las edificaciones, fortaleciendo las condiciones de seguridad tanto durante la construcción como en la operación de la infraestructura.

Desde la perspectiva de la ingeniería civil, la zonificación geotécnica constituye una herramienta que permite entender e interpretar la compleja relación entre geología, geomorfología y mecánica de suelos en información accesible para la toma de decisiones. Por esa razón, la identificación de zonas con diferentes grados de estabilidad, rigidez o resistencia ayuda a prevenir daños estructurales, fallas de cimentación o asentamientos diferenciales, problemas que suelen manifestarse de forma silenciosa pero progresiva y que, una vez visibles, implican altos costos de reparación y refuerzan la necesidad de considerar la seguridad de las personas desde un enfoque preventivo. En este sentido, la zonificación no solo actúa como una caracterización técnica del terreno, sino como un instrumento de planificación preventiva, ya que, según el Servicio Geológico Colombiano (2017), la zonificación de amenazas requiere integrar información geológica, geomorfológica y relacionada con los procesos que influyen en la estabilidad del terreno mediante Sistemas de Información Geográfica, con el fin de delimitar áreas estables e inestables y orientar decisiones que fortalezcan la gestión del riesgo.

En el caso de la Universidad del Azuay, específicamente en la Facultad de Ciencia y Tecnología esta necesidad es aún más evidente debido a que se ubica en un sector con zonas con evidencia de movimientos de masa, lo que implica una dinámica del terreno compleja y sensible a factores externos como la precipitación, el drenaje superficial y la actividad sísmica.

A nivel internacional, resultan especialmente pertinentes las recomendaciones de Shano et al., (2020), quienes afirman que este tipo de estudios resulta indispensable en contextos expuestos a deslizamientos o subsidencias, ya que proporcionan criterios objetivos que orientan las decisiones de urbanismo, construcción y gestión de riesgos. Además, este

enfoque resalta que la zonificación no es un proceso aislado, sino un paso fundamental dentro de la gestión integral del territorio.

En Ecuador, la experiencia de microzonificación geotécnica y sísmica en ciudades como Esmeraldas, descrita por GEOESTUDIOS S.A., (2017), demostró que este tipo de estudios permite identificar zonas donde las edificaciones deben diseñarse con criterios especiales o donde es necesario la aplicación de soluciones constructivas frente a los problemas asociados al comportamiento del suelo. En consecuencia, los resultados obtenidos en estas investigaciones mostraron que no es posible planificar infraestructuras seguras sin considerar la variabilidad del subsuelo, especialmente en contextos donde la amenaza geológica está presente.

Adicionalmente, la zonificación geotécnica brinda beneficios económicos y operativos debido que al conocer con precisión los parámetros del suelo evita el sobredimensionamiento y también la subestimación de cimentaciones y estructuras, permite seleccionar métodos constructivos acordes al terreno y reduce la probabilidad de intervenciones correctivas costosas; también facilita la priorización de medidas preventivas, ya que permite identificar los sectores donde deben implementarse sistemas de drenaje o donde debe haber un monitoreo geotécnico permanente. En este caso, para instituciones en crecimiento, como universidades, esta información es vital para asegurar que los proyectos futuros se desarrollen de manera eficiente y segura.

Finalmente, la zonificación en una facultad universitaria no es solo una herramienta técnica, sino también un recurso académico, ya que la información generada puede ser utilizada en investigaciones, prácticas estudiantiles y trabajos de titulación, fomentando una cultura de prevención y fortaleciendo la formación de los futuros profesionales. Además, proporciona a la institución una herramienta de gestión del riesgo que contribuye a fortalecer la capacidad de respuesta de su campus ante eventos naturales.

Como resultado de lo expuesto, la zonificación geotécnica en áreas institucionales como la Universidad del Azuay constituye un componente esencial para la seguridad, la planificación inteligente y la sostenibilidad del entorno construido; en consecuencia, permite anticiparse a los riesgos, optimizar recursos, fundamentar decisiones de diseño y construir una infraestructura alineada con las condiciones reales del terreno. Su importancia radica no solo en identificar lo que el suelo es hoy, sino en comprender cómo podría comportarse a futuro.

2 Capítulo 2: Metodología de la investigación geotécnica.

2.1 Investigación de campo

2.1.1 Ubicación y selección de puntos de ensayo

La definición de los sitios destinados a la exploración geotécnica representa un proceso esencial dentro de la investigación del terreno, ya que permite conocer de manera adecuada las condiciones y el comportamiento del subsuelo en el sector analizado. Esta información resulta indispensable para desarrollar posteriormente la zonificación geotécnica del área de estudio con un mayor nivel de confiabilidad. Para esta investigación se ejecutaron ocho SPT, ubicados de forma planificada en distintos puntos del área, procurando cubrir las características más representativas del suelo existente y obtener datos precisos sobre sus propiedades físicas y resistentes.

La selección de los puntos de ensayo se realizó considerando criterios técnicos y geomorfológicos, apoyándose en herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG). Para ello se emplearon de manera complementaria el software QGIS y Google Earth Pro: el primero permitió una adecuada visualización espacial del área, la superposición de capas vectoriales y la identificación de condicionantes físicas relevantes; mientras que Google Earth Pro se utilizó como herramienta de apoyo para la obtención y verificación de coordenadas geográficas de los puntos de interés, permitiendo corroborar su ubicación espacial previo al trabajo de campo.

Los puntos de ensayo fueron seleccionados priorizando la necesidad de caracterizar los diferentes estratos del suelo y obtener parámetros geotécnicos confiables, tales como el tipo de suelo, la humedad y la capacidad portante, información indispensable para fines de zonificación geotécnica, de igual forma en zonas donde existe calles o parqueaderos, se consideró el uso del DCPT (“DCPT” donde existen).

Figura 2-1: Fotografía aérea del polígono y de los puntos SPT.



Fuente: Imagen base tomada de Qgis. Edición y elementos añadidos por el autor.

La Figura 2-1 presenta la distribución espacial de los ocho puntos de ensayo SPT ejecutados dentro del polígono de estudio, visualizados sobre una fotografía aérea del sector correspondiente a la Facultad de Ciencia y Tecnología y el área de parqueadero universitario. Los puntos, identificados con marcadores de color rojo y numerados del 1 al 8, fueron distribuidos de manera que cubran representativamente las distintas zonas del polígono, considerando tanto las áreas con mayor evidencia de inestabilidad como las zonas de transición geomorfológica.

Tabla 2-1: Coordenadas de puntos SPT (WGS 84, zona 17S).

SPT	Coordenada (E)	Coordenada (N)
1	722135,83	9677068,72
2	722045,85	9677082,16
3	722060,16	9677113,37
4	722086,07	9677147,09
5	722144,79	9677162,66
6	722142,96	9677210,60
7	722082,40	9677195,97
8	722005,86	9677145,46

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 2-1 reporta las coordenadas planas de cada punto en el sistema de referencia WGS 84, zona 17S, con valores de coordenada Este que oscilan entre 722005,86 m y 722144,79 m, y coordenadas Norte entre 9677068,72 m y 9677210,60 m, lo que refleja una distribución espacial que abarca la totalidad del polígono delimitado para el presente estudio.

Figura 2-2: Fotografía aérea del polígono y de los puntos DCPT.



Fuente: Imagen base tomada de Qgis. Edición y elementos añadidos por el autor.

La Figura 2-2 ilustra la ubicación de los siete puntos de ensayo DCPT ejecutados dentro del mismo polígono de estudio, representados con marcadores de color amarillo sobre la fotografía aérea del área. La distribución de estos puntos fue planificada de manera complementaria a los ensayos SPT, buscando ampliar la cobertura espacial del reconocimiento geotécnico hacia sectores donde la accesibilidad o las condiciones del terreno favorecían la ejecución de este tipo de ensayo de penetración dinámica ligera.

Tabla 2-2: Coordenadas de puntos DCPT (WGS 84, zona 17S)

DCPT	Coordenada (E)	Coordenada (N)
1	722136,67	9677201,90
2	722068,90	9677192,78
3	722002,84	9677132,57
4	722021,32	9677107,56
5	722059,99	9677090,80
6	722066,03	9677116,71
7	722088,49	9677147,15

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 2-2 registra las coordenadas planas de cada punto DCPT en el sistema WGS 84, zona 17S, con coordenadas Este comprendidas entre 722002,84 m y 722136,67 m, y coordenadas Norte entre 9677090,80 m y 9677201,90 m, confirmando que la totalidad de los puntos se encuentran emplazados dentro de los límites del polígono de estudio definido.

La ubicación de los puntos de ensayo se relacionó directamente con la topografía del terreno, procurando abarcar áreas con diferentes pendientes, de manera que se reflejen posibles variaciones en las condiciones del suelo, acumulación de materiales o inestabilidad y se evitó en lo posible, la concentración de puntos en una sola zona.

Adicionalmente, se consideró la accesibilidad, priorizando zonas que permitan el ingreso de equipos de perforación sin alterar significativamente el entorno ni dañar los acabados de construcciones existentes.

De igual forma, se tomó en cuenta la presencia de zonas de riesgo identificadas preliminarmente, tales como áreas susceptibles a deslizamientos o con antecedentes de inestabilidad, respaldadas por los registros de vectores de desplazamiento proporcionados por el IERSE (2025), cuyos valores acumulados oscilan entre 0.21 m y 0.30 m, así como por las evidencias observables directamente en campo, entre las que se identificaron fisuras en el terreno y afectaciones visibles en obras civiles de la zona. Todo ello con el fin de evaluar el comportamiento mecánico del suelo en estos sectores y su influencia en la zonificación geotécnica propuesta.

2.1.2 Ensayo de Penetración Estándar SPT

El Ensayo de Penetración Estándar SPT (en adelante referido como SPT) constituye una de las principales técnicas de investigación in situ empleadas en el presente estudio para la caracterización del subsuelo del área analizada, debido a que este método de ensayo hace posible determinar de forma aproximada la capacidad resistente del suelo a partir del conteo de impactos requeridos para penetrar un muestreador normalizado hasta una

profundidad específica, se obtiene información útil para evaluar el comportamiento mecánico del terreno. La ejecución del ensayo se desarrolla mediante la introducción del tomamuestras utilizando un martillo con un peso de 63,5 kg, el cual cae libremente desde una altura de 0,76 m, condiciones que corresponden a los parámetros establecidos para el sistema de percusión empleado en el SPT (ASTM D6066, 2024, p. 2.). para que el ensayo SPT proporcione datos técnicamente válidos y consistentes, es indispensable mantener un control riguroso sobre el mecanismo de impacto, verificar la energía efectivamente transmitida y aplicar procedimientos normalizados durante toda la ejecución del ensayo. Esto se debe a que las diferencias en los equipos utilizados y en la forma de operación pueden generar alteraciones importantes en la calidad y representatividad de los resultados obtenidos. Por esta razón, la normativa resalta la importancia de trabajar con equipos previamente calibrados, efectuar verificaciones de calidad durante el proceso de perforación y conservar condiciones operativas homogéneas a lo largo del ensayo, con el propósito de asegurar la confiabilidad y precisión de la información obtenida.

Los ensayos SPT se realizaron siguiendo los lineamientos técnicos establecidos por la normativa vigente, considerando profundidades de hasta seis metros o hasta alcanzar condiciones de rechazo del equipo; de esta manera, la ejecución se registrarán sistemáticamente los golpes por intervalo, permitiendo la determinación del valor N-SPT, así como una clasificación preliminar del suelo y la aplicación de correlaciones empíricas para la estimación de parámetros geotécnicos. Estos resultados constituyen una base fundamental para la zonificación geotécnica del área, ya que permiten identificar variaciones en la resistencia del subsuelo, delimitar zonas con comportamientos mecánicos similares y sustentar técnicamente las decisiones relacionadas con la estabilidad y el uso futuro del terreno.

Para la estimación de la capacidad portante admisible del suelo a partir de los valores N obtenidos en el ensayo SPT, se emplearon dos correlaciones empíricas ampliamente utilizadas en la práctica geotécnica: la ecuación propuesta por Meyerhof (1965) y la ecuación de Terzaghi modificada por Bowles (1960).

La primera correlación corresponde a la formulación Meyerhof (1965), citado en Ávila, (2004), p.195, que expresa la presión admisible neta del suelo en función del número de golpes N, el ancho de la zapata B y la profundidad de desplante Df:

Ecuación 2-1: Correlación de presión admisible neta del suelo en función del número de golpes, el ancho de zapata y profundidad de desplante

$$q_a = \frac{N}{4} * \left(\frac{B + 1}{B} \right)^2 * \left(\frac{1 + 0.33 * Df}{B} \right)$$

Fuente: Ávila (2020), p.195

N = número de golpes (SPT)

B = ancho de zapata (ft)

Df = profundidad de desplante (ft)

q_a = presión admisible neta (kg/cm²)

La segunda correlación empleada corresponde a la formulación de Terzaghi modificada por Bowles (1960), citado en Ávila, (2020), p.24, cuya expresión incorpora un coeficiente de ajuste y un factor de corrección por el módulo de deformación del suelo:

Ecuación 2-2: Correlación de presión admisible neta del suelo modificada

$$q_a = 0.488 + \frac{N}{6} * \left(1 + \frac{1}{3.28 * B} \right)^2 * \left(1 + \frac{0.33 * Df}{B} \right)$$

Fuente: Ávila (2004), p.24

N = número de golpes (SPT)

B = ancho de zapata (ft)

Df = profundidad de desplante (ft)

q_a = presión admisible neta (kg/cm²)

Con el fin de obtener un valor de capacidad portante más representativo y reducir la incertidumbre asociada a cada formulación individual, los resultados obtenidos mediante ambas ecuaciones fueron promediados para cada punto de ensayo y profundidad analizada, adoptándose dicho promedio como el valor de diseño para los análisis geotécnicos posteriores.

Complementariamente, para aquellos puntos de ensayo en los que se disponía de parámetros de resistencia del suelo obtenidos mediante ensayos de laboratorio previos, se aplicó la ecuación general de capacidad portante propuesta por Terzaghi (1943) citado en Ávila Aníbal, (2004) p. 170, con el propósito de contrastar los valores obtenidos mediante correlaciones empíricas con los derivados de un análisis más directo. Los parámetros geotécnicos empleados cohesión (c), densidad (ρ) y peso específico (γ) fueron tomados del informe geotécnico elaborado por Riquetti y Riquetti (2014) en el cual dichos valores fueron determinados a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras del mismo sector de estudio. La expresión utilizada es la siguiente:

Ecuación 2-3: Ecuación general de capacidad portante propuesta por Terzaghi

$$qa = c * Nc + \gamma * Df * Nq + \frac{1}{2} * \gamma * B * N\gamma$$

Fuente: Ávila (2004), p.170

Nc, Nq, Nγ = factores de capacidad portante

c = cohesión (kg/cm²)

Df = profundidad de desplante (m)

B = ancho de Zapata impuesta (m)

γ = peso específico (kN/m³)

Nc, Nq y Nγ son los factores adimensionales de capacidad portante, cuyos valores fueron obtenidos a partir de las tablas presentadas por Das (2009, p.21) en función del ángulo de fricción interno del suelo.

Tabla 2-3: Factores de capacidad portante.

φ (grados)	Nc	Nq	Nγ
0°	5,7	1	0
1°	6	1,1	0,01
2°	6,3	1,22	0,04
3°	6,62	1,35	0,06
4°	6,97	1,49	0,1
5°	7,34	1,64	0,14
6°	7,73	1,81	0,2
7°	8,15	2	0,27
8°	8,6	2,21	0,35
9°	9,09	2,44	0,44
10°	9,61	2,69	0,56

11°	10,16	2,98	0,69
12°	10,76	3,29	0,85
13°	11,41	3,63	1,04
14°	12,11	4,02	1,26
15°	12,86	4,45	1,52
16°	13,68	4,92	1,82
17°	14,6	5,45	2,18
18°	15,12	6,04	2,59
19°	16,57	6,7	3,07
20°	17,69	7,44	3,64
21°	18,92	8,26	4,31
22°	20,27	9,19	5,09
23°	21,75	10,23	6
24°	23,36	11,4	7,08
25°	25,13	12,72	8,34
26°	27,09	14,21	9,84
27°	29,24	15,9	11,6
28°	31,61	17,81	13,7
29°	34,24	19,98	16,18
30°	37,16	22,46	19,13
31°	40,41	25,28	22,65
32°	44,04	28,52	26,87
33°	48,09	32,23	31,94
34°	52,64	36,5	38,04
35°	57,75	41,44	45,41
36°	63,53	47,16	54,36
37°	70,01	53,8	65,27
38°	77,5	61,55	78,61
39°	85,97	70,61	95,03
40°	95,66	81,27	115,31
41°	106,81	93,85	140,51
42°	119,67	108,75	171,99
43°	134,58	126,5	211,56
44°	151,95	147,74	261,6
45°	172,28	173,28	325,34
46°	196,22	204,19	407,11
47°	224,55	241,8	512,84
48°	258,28	287,85	650,87
49°	298,71	344,63	831,99
50°	347,5	415,14	1072,8

Fuente: Das (2009, p.21).

La Tabla 2-3 presenta los factores de capacidad portante N_c , N_q y N_γ en función del ángulo de fricción interna ϕ expresado en grados.

Dado que los suelos identificados en el área de estudio corresponden a arcillas plásticas de alta compresibilidad (CH) según los resultados de Riquetti y Riquetti (2014), el comportamiento predominantemente cohesivo de estos materiales condiciona

directamente la magnitud de los factores de capacidad portante aplicados. Los valores de Riquetti y Riquetti, (2014) fueron utilizados como datos de entrada para la ecuación de Terzaghi (1943) (Ecuación 2-3). Los resultados completos obtenidos mediante esta formulación se presentan en el Anexo A del presente estudio.

Para la estimación del ángulo de fricción interno del suelo (ϕ) a partir de los valores obtenidos en el ensayo SPT, se empleó la correlación empírica propuesta por Ohsaki, citada en Mondragon (2022), la cual es aplicable a todo tipo de suelo y relaciona directamente el ángulo de fricción con el número de golpes N. La expresión utilizada es la siguiente:

Ecuación 2-4: Correlación de ángulo de fricción con el número de golpes

$$\phi = \sqrt{20 * N} + 15$$

Fuente: Correlación de Ohsaki, citada en Mondragon (2022)

ϕ = ángulo de fricción interno ($^{\circ}$)

N = número de golpes

Donde ϕ es el ángulo de fricción interno expresado en grados sexagesimales y N es el número de golpes del ensayo SPT. Esta correlación fue aplicada a la totalidad de los puntos de ensayo SPT ejecutados en el área de estudio, para cada intervalo de profundidad registrado, con el fin de obtener una caracterización continua del ángulo de fricción a lo largo del perfil de suelo investigado. Los resultados obtenidos se presentan en el Anexo A del presente estudio.

Adicionalmente, la resistencia a corte no drenada (S_u) fue estimada mediante la correlación empírica propuesta por Salgado (2008), la cual relaciona dicho parámetro con el número de golpes del ensayo SPT y la presión atmosférica de referencia. La expresión empleada es la siguiente:

Ecuación 2-5: Correlación de resistencia a corte no drenada con número de golpes de SPT y presión atmosférica

$$\frac{S_u}{Pa} = f1 \times NSPT$$

Fuente: Salgado (2008)

Donde:

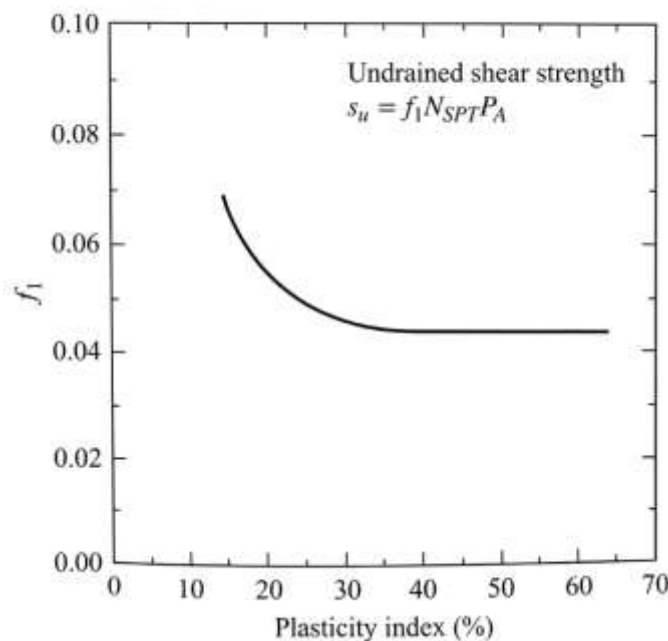
S_u = resistencia a corte no drenada (kPa)

P_a = presión atmosférica (100 kPa)

NSPT = número de golpes del ensayo SPT

f_1 = factor empírico dependiente del índice de plasticidad (IP)

Figura 2-3: Valores de f_1 dependientes del índice de plasticidad.



Fuente: Salgado (2008)

La resistencia al corte en condición no drenada, representada por S_u , se expresa en kPa y se obtiene en función de distintos parámetros geotécnicos. En esta formulación, P_A corresponde a la presión atmosférica de referencia, adoptada convencionalmente como 100 kPa, mientras que NSPT representa el número de golpes medido durante la ejecución del ensayo SPT. Asimismo, interviene el coeficiente empírico adimensional f_1 , cuyo valor está asociado al índice de plasticidad (IP) del terreno. Dicho coeficiente se determina mediante la gráfica desarrollada por el autor, en la que se evidencia que existe una relación inversa entre ambos parámetros: conforme aumenta la plasticidad del suelo, el valor de f_1 disminuye proporcionalmente.

El índice de plasticidad requerido para la lectura del factor f_l fue determinado a partir de los ensayos de límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico) realizados en laboratorio sobre muestras obtenidas en cada punto SPT durante la etapa de trabajo de campo. De este modo, cada muestra analizada cuenta con un valor de S_u estimado de manera individualizada, en correspondencia con las condiciones plásticas propias del suelo en ese punto. Los resultados obtenidos se presentan en el Anexo A y Anexo B del presente estudio.

2.1.3 DCPT (DCPT)

El DCPT (DCPT) es una técnica de exploración geotécnica *in situ* utilizada para evaluar de manera rápida y directa la resistencia de los suelos y materiales granulares que conforman la subrasante, subbase y base. Por otro lado, su aplicación es común en estudios de pavimentos y zonificación geotécnica debido a su simplicidad operativa y a la información continua que proporciona con la profundidad.

El procedimiento del ensayo consiste en introducir un cono metálico en el terreno mediante la acción de un martillo de 8 kg que cae repetidamente desde una altura constante, registrándose la penetración producida en el suelo por cada golpe, según Burnham (1997) la relación entre la penetración y el número de impactos se expresa a través del Índice de Penetración Dinámica (DPI), el cual se utiliza como un indicador indirecto de la resistencia del material ensayado; finalmente para garantizar resultados confiables, el equipo debe mantenerse en posición vertical y en contacto directo con el suelo, evitando interferencias superficiales que puedan alterar la medición.

El ASTM D6951 (2023), establece que el ensayo se ejecuta empleando un martillo de masa de 8 kg y altura de caída estandarizadas, y que la penetración acumulada debe registrarse con precisión milimétrica durante la ejecución. Además, esta prueba se realiza de forma progresiva hasta alcanzar la profundidad requerida o hasta que se presenten condiciones de rechazo asociadas a materiales de alta resistencia o cambios significativos en la tasa de penetración, por último, los resultados obtenidos permiten una evaluación preliminar de la resistencia *in situ* de los materiales y su interpretación dentro de estudios de caracterización geotécnica y zonificación.

En primer lugar, se calculó el índice PDC para cada intervalo de penetración, el cual representa la penetración registrada por cada golpe aplicado, expresado en mm/golpe.

Este parámetro es fundamental en el análisis del DCPT, ya que refleja directamente la resistencia del suelo a la penetración: valores bajos del índice PDC indican suelos más densos y resistentes, mientras que valores elevados corresponden a suelos blandos o con baja capacidad portante.

A partir del índice PDC, se obtuvo el valor de CBR mediante la correlación propuesta por Kleyn y Van Heerden (1983), citado en Suárez (2016), p.20, cuya expresión es la siguiente:

Ecuación 2-6: Correlación de CBR con índice de penetración dinámica de cono

$$CBR = 428.5 \times (PDC)^{-1.28}$$

Fuente: Kleyn y Van Heerden (1983), citado en Suárez (2016), p.20.

Donde:

PDC = índice de penetración dinámica de cono (mm/golpe)

CBR = valor de capacidad de soporte del suelo (%)

Con base en los valores de CBR calculados, se clasificó la resistencia de cada capa del suelo en cuatro categorías de seguridad: Seguridad Alta, Seguridad Moderada, Seguridad Baja (Riesgo) y Rechazo. Esta clasificación, propuesta por Byrne Looby Partners, (s.f.) y (Unidad de Materiales y Pavimentos LanammeUCR, 2019), permitió definir recomendaciones prácticas para el tratamiento del suelo en cada punto estudiado.

Ahora bien, este ensayo constituye una herramienta ampliamente utilizada en estudios de zonificación geotécnica debido a su practicidad, rapidez de ejecución y capacidad para proporcionar información continua del comportamiento del suelo en profundidad. Según Pérez (2018), este ensayo permite identificar de manera eficiente los cambios estratigráficos y las variaciones mecánicas del terreno, lo cual resulta fundamental para delimitar zonas con condiciones de suelos similares. Esta característica adquiere especial relevancia en el área de estudio, donde la vía de acceso presenta afectaciones visibles en su superficie, evidenciadas en la Figura 1-11, Figura 1-12, Figura 1-13, Figura 1-14 y Figura 1-15, que reflejan la degradación progresiva del CBR en sus distintas capas estructurales como consecuencia directa del movimiento en masa activo identificado en la zona.

Adicionalmente, en Ferguson y Gautreau (2021) indica que el DCPT presenta ventajas operativas importantes frente a otros métodos de investigación de campo, debido a que no utiliza materiales radiactivos ni requiere protocolos especiales de seguridad, transporte o almacenamiento. Asimismo, este método proporciona información continua a lo largo del perfil investigado, lo que permite identificar con mayor claridad las capas con diferentes niveles de resistencia y rigidez, a diferencia con otros ensayos que entregan valores promedio por estrato.

En el contexto de estudios de zonificación geotécnica, estas ventajas convierten al DCPT en una herramienta eficiente y confiable para caracterizar el subsuelo, optimizar recursos económicos y técnicos, y complementar otros ensayos de campo y laboratorio. De esta manera, su aplicación contribuye de manera significativa a la delimitación de zonas geotécnicas con criterios técnicos consistentes, por lo cual se facilitará la toma de decisiones en proyectos de infraestructura y planificación territorial.

2.1.4 Metodología del mapa de zonificación de pendientes

La elaboración del mapa de zonificación de pendientes del área de estudio se desarrolló mediante el uso de herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG), específicamente a través del software QGIS, siguiendo una metodología estructurada que permitió obtener una representación continua y clasificada de la inclinación del terreno dentro del polígono analizado.

Como insumo base se utilizó un Modelo Digital del Terreno (MDT) proporcionado por el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE), el cual contiene la información altimétrica necesaria para el análisis del relieve. Este modelo fue empleado en formato ráster y se encontraba previamente georreferenciado en el sistema de coordenadas UTM WGS84, Zona 17S, garantizando su compatibilidad con las demás capas utilizadas en el estudio.

A partir del MDT, se procedió al cálculo del mapa de pendientes mediante la herramienta “Pendiente” del módulo de análisis de terreno de QGIS. Esta herramienta determina la inclinación del terreno en cada celda del modelo a partir de la variación de elevación entre píxeles adyacentes, generando como resultado un ráster continuo cuyos valores representan la pendiente expresada en porcentaje (%).

Posteriormente, el ráster de pendientes fue sometido a un proceso de clasificación temática mediante la herramienta “Reclasificar por tabla”, con el objetivo de transformar

los valores continuos en rangos discretos que faciliten su interpretación geomorfológica. Se definieron siete categorías de pendiente, desde condiciones plana hasta muy fuerte, asociadas a distintos niveles de estabilidad del terreno.

Finalmente, el mapa reclasificado fue integrado en el entorno cartográfico del proyecto, incorporando elementos como escala gráfica, flecha norte, ortofoto base y leyenda de clasificación, manteniendo la misma estructura utilizada en los demás mapas de zonificación geotécnica del estudio.

2.1.5 Metodología del mapa de riesgo en cimentaciones

La elaboración del mapa de zonificación geotécnica de riesgo en cimentaciones se desarrolló mediante un análisis multicriterio ponderado, el cual permitió integrar de forma cuantitativa los parámetros geotécnicos obtenidos en los ensayos SPT y los factores morfológicos del terreno en un índice único de riesgo por punto de ensayo. Dado que las variables consideradas poseen unidades y rangos de magnitud distintos, fue necesario normalizarlas a una escala común de 1 a 5 antes de combinarlas, empleando procedimientos diferenciados según la relación de cada variable con el nivel de riesgo. Para la capacidad portante admisible (q_{adm}) y la resistencia a corte no drenada (S_u), cuyo incremento implica menor riesgo, la normalización se realizó mediante interpolación lineal inversa, de modo que el valor máximo del conjunto de datos corresponde a la puntuación mínima de riesgo igual a 1, y el valor mínimo corresponde a la puntuación máxima igual a 5. Para la pendiente del terreno, cuyo incremento implica mayor riesgo, la puntuación normalizada se obtuvo mediante una regla de tres directa, asignando al valor máximo de pendiente registrado entre los puntos de ensayo una puntuación de 5, y estableciendo las demás puntuaciones de forma proporcional. Una vez normalizadas las tres variables, el índice de riesgo de cada punto fue calculado como su suma ponderada, conforme a la siguiente expresión:

Ecuación 2-7: Índice de riesgo en cimentaciones

$$IRC = 0.40 \times N(q_{adm}) + 0.30 \times N(S_u) + 0.30 \times N(Pend)$$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

IRC = Índice de Riesgo en Cimentaciones

$N(q_{adm})$ = Puntuación normalizada de la capacidad portante admisible

N(Su) = Puntuación normalizada de la resistencia a corte no drenada

N(Pend) = Puntuación normalizada de la pendiente del terreno

0.40, 0.30, 0.30 = Pesos asignados a cada variable respectivamente

Para la definición de los rangos de clasificación del índice de riesgo en la representación cartográfica se empleó el método de intervalos iguales, el cual segmenta el rango total de valores del ráster interpolado en un número determinado de clases de amplitud constante, garantizando una distribución uniforme y proporcional de los datos a lo largo de la escala de variación del fenómeno analizado. La amplitud de cada intervalo fue determinada mediante la siguiente expresión:

Ecuación 2-8: Cálculo de amplitud de intervalo.

$$A = \frac{X_{\text{máx}} - X_{\text{mín}}}{n}$$

Fuente: Clasificación generada mediante el método de intervalos iguales en QGIS (QGIS Development Team, 2024).

Donde:

A = Amplitud de cada intervalo

X_{máx} = valor máximo del ráster interpolado

X_{mín} = valor mínimo del ráster interpolado

n = número de clases definidas para la clasificación.

Una vez calculada la amplitud, los límites de cada clase se obtuvieron mediante adición progresiva de dicho valor al mínimo del conjunto, construyendo intervalos contiguos y mutuamente excluyentes hasta alcanzar el valor máximo del ráster. Los límites resultantes fueron redondeados a un decimal con el fin de mejorar la legibilidad y claridad de la representación cartográfica. La adopción de este método responde a su capacidad para generar una clasificación objetiva, reproducible y de fácil interpretación, condiciones especialmente relevantes al trabajar con variables continuas derivadas de procesos de interpolación espacial, donde se busca preservar la homogeneidad en la representación de la variación espacial del riesgo geotécnico sobre el área de análisis.

2.1.6 Metodología del mapa de riesgo en zonas viales

La elaboración del mapa de zonificación geotécnica de riesgo en zonas viales siguió el mismo enfoque de análisis multicriterio ponderado, integrando en este caso los parámetros obtenidos en los ensayos DCPT y la pendiente del terreno en un índice único de riesgo por punto de ensayo.

Al igual que en el mapa de cimentaciones, las variables fueron previamente normalizadas a una escala de 1 a 5 mediante procedimientos diferenciados: el CBR, cuyo incremento implica menor riesgo, fue normalizado mediante interpolación lineal inversa, asignando al valor máximo del conjunto la puntuación mínima de 1 y al valor mínimo la puntuación máxima de 5; mientras que para la pendiente del terreno se aplicó una regla de tres directa, asignando al valor máximo de pendiente registrado entre los puntos DCPT una puntuación de 5 y estableciendo las demás de forma proporcional.

El índice de riesgo de cada punto fue calculado como la suma ponderada de las puntuaciones normalizadas, asignando al CBR un peso de 0.60 y a la pendiente del terreno un peso de 0.40, siendo la suma de los pesos igual a la unidad. La mayor ponderación asignada al CBR refleja su rol preponderante en la evaluación de la capacidad de soporte de la subrasante y el comportamiento estructural del pavimento. Esta relación queda expresada mediante el Índice de Riesgo en zonas Viales (IRV):

Ecuación 2-9: Índice de riesgo en zonas viales

$$IRV = 0.60 \times N(CBR) + 0.40 \times N(Pend)$$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

IRV = Índice de Riesgo en zonas Viales

N(CBR) = Puntuación normalizada de la capacidad de soporte de la subrasante

N(Pend) = Puntuación normalizada de la pendiente del terreno

0.60, 0.40 = Pesos asignados a cada variable respectivamente

La definición de los rangos de clasificación del índice de riesgo en zonas viales siguió el mismo procedimiento metodológico descrito para el mapa de riesgo en cimentaciones, empleando igualmente el método de intervalos iguales para la segmentación del ráster interpolado, conforme a la expresión presentada en la Sección 2.1.5 del presente capítulo.

2.2 Ensayos de Campo

2.2.1 Recolección de datos SPT

PUNTO 1

Figura 2-4: Ensayo SPT, punto 1.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-4 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 1, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-4: Resultados del ensayo SPT, punto 1.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	12	Arcilla Arenosa	Pardo oscuro W=17%
1.50	14	Arcilla Arenosa	Pardo oscuro W=17%
2.00	15	Arcilla Arenosa	Pardo oscuro W=17%
2.50	7	Arcilla Arenosa	Pardo claro W=17%
3.00	9	Arcilla Arenosa	Pardo claro W=17%
3.50	16	Arcilla Arenosa	Pardo claro W=17%
4.00	23	Arcilla Arenosa	Pardo claro W=17%
4.50	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-4 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 1, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 2

Figura 2-5: Ensayo SPT, punto 2.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-5 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 2, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-5: Resultados del ensayo SPT, punto 2.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal y relleno	-
1.00	9	Arcilla orgánica de alta plasticidad	W=18% Pardo oscuro
1.50	5	Arcilla orgánica de alta plasticidad	W=18% Pardo oscuro
2.00	10	Arcilla orgánica de alta plasticidad	W=18% Pardo oscuro
2.50	11	Arcilla orgánica de alta plasticidad	W=18% Pardo oscuro
3.00	13	Arcilla orgánica de alta plasticidad	W=18% Pardo oscuro
3.50	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-5 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 2, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 3

Figura 2-6: Ensayo SPT, punto 3.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-6 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 3, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-6: Resultados del ensayo SPT, punto 3.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	13	Arcilla Arenosa	W=13% Pardo-Beige
1.50	12	Arcilla Arenosa	W=13% Pardo-Beige
2.00	22	Arcilla Arenosa	W=13% Pardo-Beige
2.50	34	Arcilla Arenosa	W=13% Pardo Beige, consistencia media- alta
3.00	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-6 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 3, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 4

Figura 2-7: Ensayo SPT, punto 4.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-7 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 4, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-7: Resultados del ensayo SPT, punto 4.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	24	Arcilla arenosa	W=13% Pardo claro
1.50	24	Arcilla arenosa	W=13% Pardo claro
2.00	30	Arcilla arenosa	W=13% Pardo claro
2.50	29	Arcilla arenosa	W=13% Pardo claro
3.00	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-7 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 4, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 5

Figura 2-8: Ensayo SPT, punto 5.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-8 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 5, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-8: Resultados del ensayo SPT, punto 5.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	5	Arcilla arenosa plástica	Pardo claro W=10%
1.50	10	Arcilla arenosa plástica	Pardo claro W=10%
2.00	15	Arcilla arenosa plástica	Pardo claro W=10%
2.50	16	Arcilla arenosa plástica	Pardo claro-oscuro W=10%
3.00	17	Arcilla arenosa plástica	Pardo claro-oscuro W=10%
3.50	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-8 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 5, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 6

Figura 2-9: Ensayo SPT, punto 6.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-9 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 6, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-9: Resultados del ensayo SPT, punto 6.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	8	Arcilla plástica	Pardo oscuro W=11%
1.50	5	Arcilla plástica	Pardo oscuro W=11%
2.00	12	Arcilla plástica	Pardo oscuro W=11%
2.50	19	Arcilla plástica	Pardo oscuro W=11%
3.00	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-9 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 6, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 7

Figura 2-10: Ensayo SPT, punto 7.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-10 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 7, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-10: Resultados del ensayo SPT, punto 7.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa de lastre y mejoramiento	-
1.00	13	Capa de lastre y mejoramiento	-
1.50	5	-	Pardo oscuro W=6%
2.00	4	-	Pardo oscuro W=6%
2.50	4	-	Pardo oscuro W=6%
3.00	4	Arcilla arenosa	Pardo claro W=6%
3.50	15	Arcilla arenosa	Pardo claro W=6%
4.00	15	Arcilla arenosa	Pardo claro W=6%
4.50	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-10 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 7, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

PUNTO 8

Figura 2-11: Ensayo SPT, punto 8.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-11 muestra la ejecución del ensayo SPT en el punto 8, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-11: Resultados del ensayo SPT, punto 8.

Profundidad (m)	Valores “NSPT”	Caracterización	Comentarios
0.5	-	Capa Vegetal	-
1.00	10	Arcilla arenosa y grava (4%)	W=18% Pardo amarillento
1.50	14	Arcilla arenosa y grava (4%)	W=18% Pardo amarillento
2.00	24	Arcilla arenosa y grava (4.5%)	W=18% Pardo amarillento
2.50	R	Arcilla arenosa y grava (8%)	W=18% Pardo amarillento
3.00	R	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-11 presenta los resultados del ensayo SPT en el punto 8, registrando los valores de NSPT, la caracterización del suelo y las observaciones de campo obtenidas en cada profundidad de muestreo.

2.2.2 Recolección de datos DCPT

En este apartado se exponen de manera detallada los resultados obtenidos, estructurados conforme a la distribución de puntos establecida en el apartado 2.1.1, estos datos permitirán correlacionar la resistencia del suelo y su variabilidad en función de la profundidad en cada una de las estaciones evaluadas.

PUNTO 1

Figura 2-12: Ensayo DCPT, punto 1.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-12 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 1, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-12: Resultados del ensayo DCPT, punto 1.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
3	126
3	251
3	319
3	444
3	578
3	702
3	824
3	917

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-12 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 1.

PUNTO 2

Figura 2-13: Ensayo DCPT, punto 2.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-13 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 2, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-13: Resultados del ensayo DCPT, punto 2.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
5	126
5	251
5	319
5	444
2	578

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-13 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 2.

PUNTO 3

Figura 2-14: Ensayo DCPT, punto 3.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-14 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 3, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-14: Resultados del ensayo DCPT, punto 3.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
5	176
5	509
5	735
5	902

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-14 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 3.

PUNTO 4

Figura 2-15: Ensayo DCPT, punto 4.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-15 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 4, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-15: Resultados del ensayo DCPT, punto 4.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
5	429
3	551
3	649
3	744
3	810
5	943

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-15 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 4.

PUNTO 5

Figura 2-16: Ensayo DCPT, punto 5.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-16 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 5, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-16: Resultados del ensayo DCPT, punto 5.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
5	52
5	266
5	345
10	460
10	750
5	913

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-16 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 5.

PUNTO 6

Figura 2-17: Ensayo DCPT, punto 6.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-17 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 6 registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-17: Resultados del ensayo DCPT, punto 6.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
3	101
3	226
3	380
3	539
3	698
2	781

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-17 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 6.

PUNTO 7

Figura 2-18: Ensayo DCPT, punto 7.



Fuente: Elaboración Propia.

La Figura 2-18 muestra la ejecución del ensayo DCPT en el punto 7, registrando las condiciones superficiales del terreno al momento del ensayo.

Tabla 2-18: Resultados del ensayo DCPT, punto 7.

Número de golpes	Penetración acumulada (mm)
5	131
5	211
10	317
10	401
10	458
10	497
10	532
10	570
10	623
10	738
10	855

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 2-18 presenta el número de golpes y la penetración acumulada en milímetros obtenidos en el punto 7.

3 Resultados y zonificación geotécnica

3.1 Resultados

3.1.1 Resultados de Laboratorio

En este apartado se presentan y desarrollan de manera detallada los resultados derivados de los diferentes ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras de suelo obtenidas durante la fase de investigación y reconocimiento geotécnico del terreno. Las muestras analizadas fueron extraídas a partir de ocho puntos de exploración ejecutados mediante el ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test), procedimiento aplicado dentro del área objeto de estudio con el propósito de identificar las condiciones geotécnicas predominantes del subsuelo.

Durante el proceso de perforación, recuperación y muestreo del material, fue posible evidenciar cambios significativos en las propiedades físicas y mecánicas del suelo conforme aumentaba la profundidad investigada. Debido a estas variaciones litológicas y de comportamiento geotécnico, se procedió a seleccionar una muestra representativa correspondiente a cada uno de los estratos identificados en campo. Posteriormente, dichas muestras fueron remitidas a un laboratorio especializado en mecánica de suelos, donde se realizaron los análisis y ensayos necesarios para determinar sus características ingenieriles.

En relación con la caracterización geotécnica correspondiente al punto de exploración denominado SPT N.º 1, se escogieron muestras consideradas representativas de los materiales encontrados durante la perforación. Estas fueron obtenidas específicamente en los intervalos de profundidad comprendidos entre 1.50 m y 2.00 m, así como entre 3.50 m y 4.00 m. Una vez recolectadas, las muestras fueron enviadas a un laboratorio técnico especializado para la ejecución de ensayos de identificación y clasificación del suelo, aplicando procedimientos establecidos conforme a normas técnicas estandarizadas y reconocidas internacionalmente.

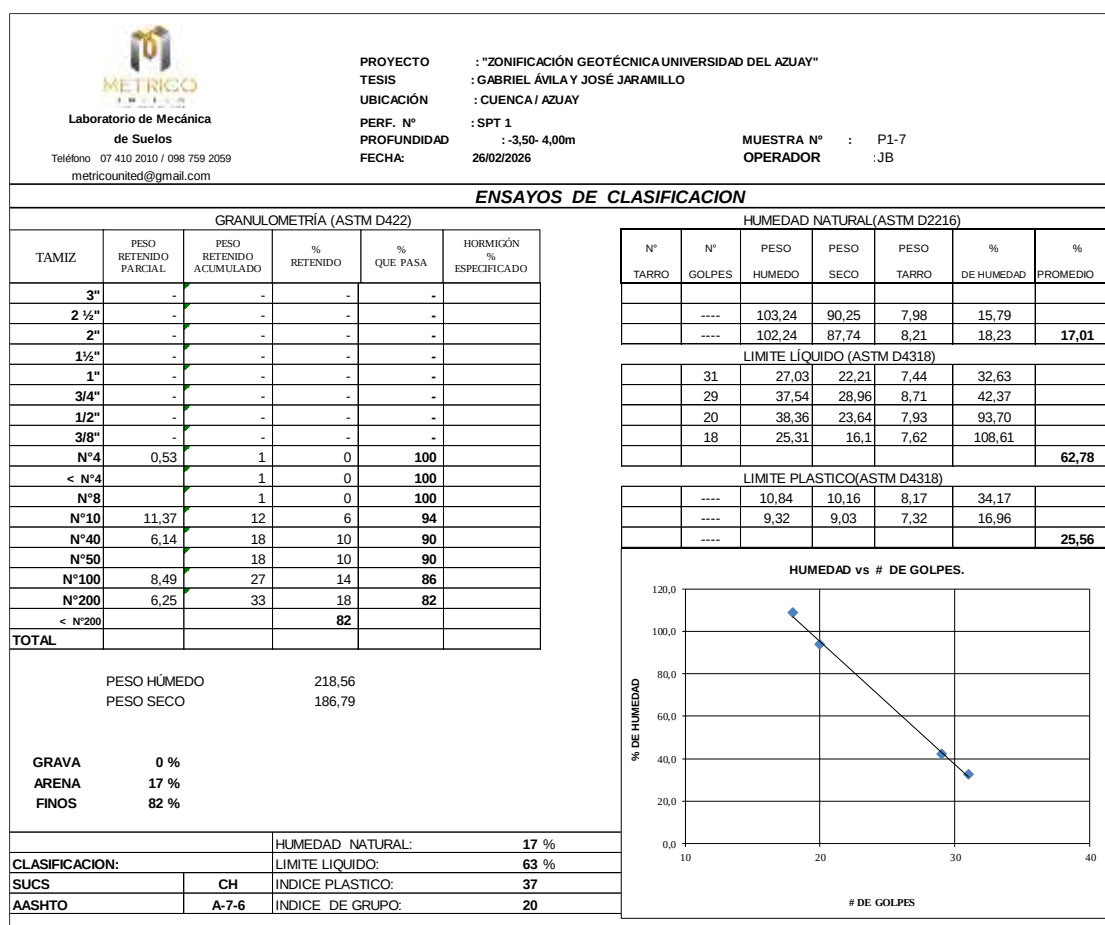
Dentro del laboratorio, los diferentes ensayos se desarrollaron siguiendo rigurosamente la secuencia metodológica establecida en las normas técnicas vigentes. Inicialmente, se efectuó la determinación del contenido de humedad natural del suelo conforme a lo estipulado en la norma ASTM D2216. Para ello, las muestras fueron pesadas en estado natural o húmedo y posteriormente sometidas a un proceso de secado en horno a temperatura constante hasta alcanzar un peso estable y uniforme. Este procedimiento permitió determinar con precisión la cantidad de agua presente en el material al momento de su extracción en campo.

Posteriormente, se realizó el análisis granulométrico por medio del método de tamizado, siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM D422. El objetivo principal de este ensayo consistió en identificar y evaluar la distribución de tamaños de las partículas que conforman el suelo analizado. El procedimiento incluyó el secado previo de las muestras, el paso del material a través de una serie de tamices normalizados de diferentes aberturas y el registro detallado de los pesos retenidos en cada malla. Con la información obtenida se calcularon los porcentajes retenidos y los porcentajes acumulados de material pasante, permitiendo establecer la gradación granulométrica del suelo.

De manera consecutiva, se procedió a determinar los límites de consistencia del material fino presente en las muestras analizadas. El límite líquido fue obtenido mediante el empleo de la copa de Casagrande, conforme a lo indicado en la norma ASTM D4318, registrándose el número de golpes requeridos para lograr el cierre de la ranura del suelo bajo diferentes condiciones de humedad. Por otra parte, el límite plástico fue determinado a través del método de rollado manual del material hasta alcanzar el diámetro normativo aproximado de 3 mm. A partir de los valores obtenidos en ambos procedimientos, se calculó el índice de plasticidad, parámetro fundamental para evaluar el comportamiento plástico y la consistencia del suelo.

Finalmente, considerando los resultados obtenidos tanto del análisis granulométrico como de los límites de consistencia, se realizó la clasificación geotécnica de los materiales estudiados empleando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de clasificación AASHTO, con el propósito de identificar el tipo de suelo y establecer sus principales características para aplicaciones de ingeniería civil y diseño geotécnico.

Figura 3-1: Hoja de ensayos de clasificación.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 3-1 presenta la hoja de resultados de los ensayos de clasificación correspondiente al punto SPT 1, profundidad 3.50–4.00 m, en la que se sintetizan los valores obtenidos de límite líquido, límite plástico, humedad natural y granulometría, resultando en una clasificación SUCS CH y AASHTO A-7-6, correspondiente a una arcilla de alta plasticidad.

Nota: La información correspondiente a los ensayos de laboratorio de las demás muestras en los diferentes puntos analizados se encuentra adjunta en el Anexo del presente documento.

3.1.2 Resultados y análisis del SPT

En la presente sección se expone el análisis, correlación y resultados obtenidos a partir de los SPT realizados en ocho puntos de estudio y a partir de los valores del número de golpes (N), se desarrolló una hoja de cálculo que permitió estimar diferentes parámetros

geotécnicos mediante correlaciones empíricas ampliamente utilizadas en la práctica ingenieril.

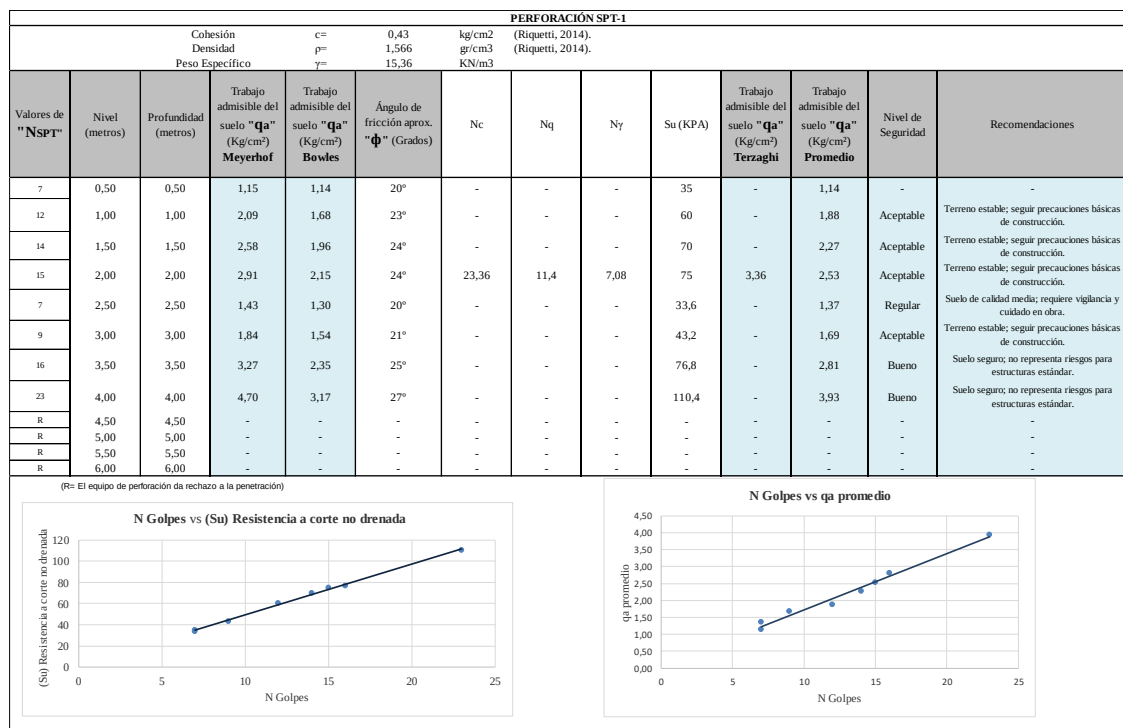
En primer lugar, se determinó la capacidad portante admisible (q_a) empleando las correlaciones propuestas por Meyerhof y Bowles, las cuales relacionan directamente el número de golpes del SPT con la resistencia del suelo. Adicionalmente, se estimó el ángulo de fricción interna (ϕ) mediante la correlación de Ohsaki, aplicable a cualquier tipo de suelo, lo que permitió caracterizar el comportamiento mecánico del material en función de su compacidad.

De igual manera, se obtuvo la resistencia a corte no drenada (S_u) a partir de correlaciones con el número de golpes, especialmente relevante para suelos cohesivos. Con base en el ángulo de fricción correlacionado, se determinaron los factores de capacidad portante N_c , N_q y N_γ , utilizando las tablas propuestas por Terzaghi, los cuales son fundamentales para el análisis de cimentaciones y para determinar la capacidad portante por la ecuación clásica de Terzaghi.

Posteriormente, se realizó una comparación de los resultados obtenidos con los valores reportados por Riquetti y Riquetti (2014) los cuales se utilizaron para calcular la capacidad portante, con el fin de validar la coherencia de los parámetros estimados y establecer un criterio de evaluación. A partir de este análisis comparativo, se definió un nivel de seguridad del suelo, clasificándolo en categorías como bueno, aceptable, regular y bajo en función de sus resultados geotécnicos.

Finalmente, para una mejor interpretación de los resultados, se elaboraron gráficas que relacionan el número de golpes (N) con la resistencia a corte no drenada (S_u) y el número de golpes (N) con la capacidad portante admisible (q_a), evidenciando la tendencia del incremento de la resistencia del suelo conforme aumenta la densidad o compacidad del mismo.

Figura 3-2: Hoja de resultados SPT.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 3-2 presenta la hoja de resultados del ensayo SPT-1, que incluye una tabla con los valores de NSPT por nivel y profundidad, junto con los parámetros calculados de cohesión, densidad, peso específico, factores de capacidad portante, resistencia a corte no drenada, trabajo admisible del suelo según Meyerhof, Bowles y Terzaghi, nivel de seguridad y recomendaciones por estrato. Adicionalmente, se incluyen dos gráficos de dispersión que relacionan el número de golpes con la resistencia a corte no drenada y con el promedio de q_a , respectivamente.

Nota: La información correspondiente a los demás cuadros de resultados de los demás puntos de SPT analizados se encuentra adjunta en el Anexo A del presente documento.

3.1.3 Resultados y análisis del DCPT

En esta sección se exponen la interpretación, relación y evaluación de los datos obtenidos mediante los ensayos de penetración dinámica con cono (DCPT) efectuados en siete ubicaciones seleccionadas dentro del campus de la Universidad del Azuay. Para la ejecución de las pruebas se empleó un martillo de 8 kg de masa; posteriormente, considerando la cantidad de impactos aplicados y la profundidad alcanzada en cada tramo de medición, se elaboró una matriz de cálculo destinada al procesamiento de la información recopilada. A partir de dicho tratamiento de datos fue posible obtener el índice de penetración dinámica del cono (PDC), expresado en milímetros por golpe

(mm/golpe), y adicionalmente, utilizando correlaciones empíricas establecidas, se estimó la capacidad de soporte del terreno representada mediante el valor CBR.

A partir del índice PDC calculado y los valores de CBR obtenidos mediante la correlación de Kleyn y Van Heerden, se procedió al análisis de los resultados registrados en cada uno de los siete puntos de ensayo, evaluando tanto el comportamiento individual de cada punto como la variabilidad espacial de la resistencia del suelo en el área de estudio.

Todos los puntos ensayados presentaron rechazo a la penetración antes de alcanzar la profundidad máxima del equipo, lo que indica la presencia de un horizonte de suelo de mayor rigidez o de material más compacto a profundidades variables entre los 780 mm y los 940 mm aproximadamente, con excepción del punto 7 que alcanzó los 855 mm antes del rechazo.

Los materiales encontrados en todos los puntos de ensayo fueron clasificados como CH (arcilla de alta plasticidad) según el sistema SUCS, y como A-7-6 según la clasificación AASHTO, lo que indica suelos finos cohesivos con alta plasticidad, características propias de los depósitos arcillosos presentes en la zona de estudio. Esto corrobora lo descrito geológicamente en el capítulo 1.3.2 relativo a la Formación Mangán.

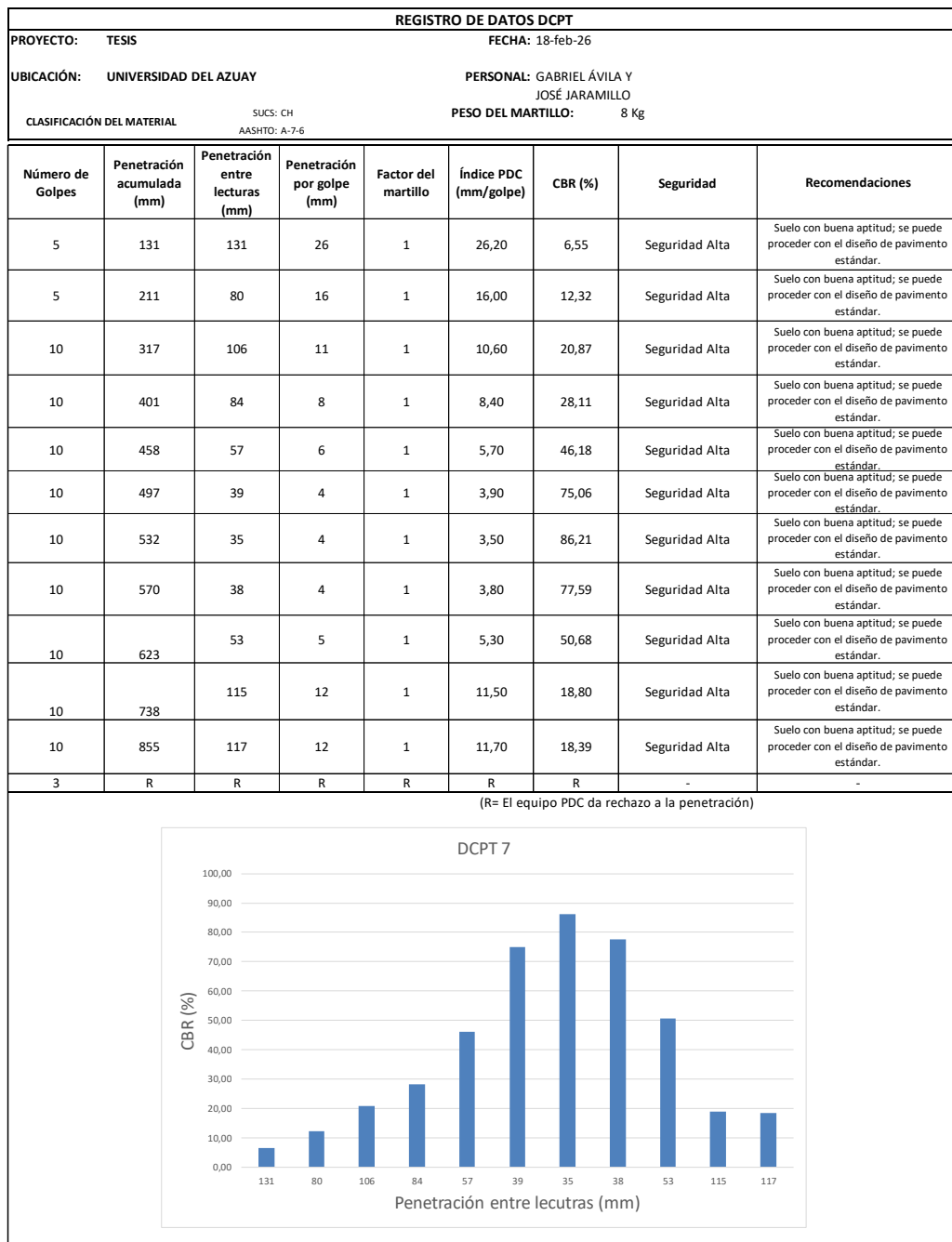
El análisis por punto mostró una variabilidad considerable en los valores de CBR tanto entre las diferentes ubicaciones como a las diferentes profundidades del mismo ensayo; en general, los puntos dieron valores de CBR bajos a moderados, con excepción del punto 7 que es el que tiene los mayores valores de CBR. Los puntos N.º 3 y N.º 6 registraron rangos más reducidos, con valores entre 1.99% - 4.80% y 2.66% - 4.75% respectivamente, clasificándose predominante en seguridad moderada y seguridad baja, ahora bien, el punto N.º 4 presentó un valor mínimo de todo el estudio con 1.44% en la primera medición, aunque fue mejorando progresivamente hasta alcanzar un valor de 8.20%. Por otro lado, los puntos N.º 1 y N.º 2 mostraron comportamientos parecidos, variando entre 3.31% - 7.89% y 2.25% - 8.29% respectivamente, por otra parte, el punto N.º 5 mostró mayor variabilidad, con un rango entre 3.50% - 21.39%, evidenciando capas de baja y alta resistencia. Por último, el punto N.º 7 es el que presentó el mejor comportamiento geotécnico, con valores crecientes que van desde 6.55% hasta 86.21%, lo que muestra un suelo progresivamente más compacto y resistente con la profundidad.

Luego de determinar los valores de CBR a las distintas profundidades ensayadas y de establecer la clasificación de seguridad del suelo en función de dichos valores, se

incorporó en la hoja de cálculo una columna de recomendaciones geotécnicas relacionada a cada nivel de seguridad; para los estratos clasificados como seguridad alta, se dice que el suelo presenta una buena aptitud y se puede proceder con el diseño estándar de cimentaciones o pavimentos; en casos como los estratos clasificados como seguridad moderada, se recomienda asegurar que el suelo natural no se mezcle con material de mejoramiento, a fin de mantener su resistencia, por otro lado, los estratos con seguridad baja (riesgo), se recomienda el cambio del suelo natural por material con mejores propiedades mecánicas. Por último, para los estratos clasificados como inseguridad extrema, se requiere la sustitución total del suelo por material de mejoramiento de alta calidad, dado que sus condiciones geotécnicas representan un riesgo inaceptable para cualquier tipo de obra. Estas recomendaciones, si bien tienen un carácter orientativo dentro del alcance de esta investigación, constituyen una herramienta de referencia que podrá ser utilizado en futuros proyectos de construcción o investigaciones geotécnicas que se desarrollen tanto como en el área de estudio.

Finalmente, para una mejor interpretación de los resultados, se elaboraron gráficas que relacionan la penetración entre lecturas (mm) con el valor de CBR (%) en cada punto de ensayo, evidenciando la variabilidad espacial de la resistencia del suelo en el área de estudio, es importante mencionar que la tendencia general indica que los suelos del campus presentan una resistencia baja a moderada en los estratos superficiales e intermedios, con mejoras puntuales en profundidad, a excepción del punto N.º 7 donde la resistencia es consistentemente alta, hasta aproximadamente los 600 mm donde decae abruptamente, esta variación en los valores superficiales de CBR puede atribuirse a la presencia de elementos puntuales en el subsuelo, tales como raíces, fragmentos rocosos o capas de material de mejoramiento, condición observable en la mayoría de los puntos ensayados. Sin embargo, el aspecto más relevante a destacar es que los valores de CBR obtenidos en el área de estudio evidencian una degradación generalizada de la capacidad de soporte del suelo, lo cual se encuentra directamente relacionado con el movimiento en masa activo identificado en la zona. Este proceso genera deformaciones internas continuas en el perfil del suelo que alteran su estructura natural, reduciendo progresivamente su resistencia mecánica a lo largo de las distintas profundidades. Esta pérdida de capacidad portante constituye un factor determinante tanto para la zonificación geotécnica del área como para la evaluación de su susceptibilidad ante fenómenos de inestabilidad.

Figura 3-3: Hoja de cálculo de CBR de cada punto



Fuente: Elaboración propia

La Figura 3-3 muestra los resultados del ensayo DCPT 7, donde se presentan los valores de CBR (%) obtenidos en función de la penetración entre lecturas (mm). Se observa una variación significativa a lo largo del perfil ensayado, con valores que oscilan entre aproximadamente 6% y 86%, evidenciando la heterogeneidad del suelo en los estratos explorados. Los valores más bajos se registran en las penetraciones extremas (131 mm y

115–117 mm), mientras que los valores más altos se concentran en el rango de 35 a 39 mm de penetración, lo que indica una zona de mayor resistencia relativa a esas profundidades. El suelo fue clasificado como CH (arcilla de alta plasticidad) según SUCS y A-7-6 según AASHTO, lo cual es consistente con los valores bajos de CBR predominantes en el perfil.

Nota: La información correspondiente a los demás cuadros de cálculo en los diferentes puntos DCPT analizados se encuentra adjunta en el Anexo D del presente documento.

3.1.4 Integración de resultados geotécnicos

La correlación entre la información obtenida a partir de los estudios geotécnicos de campo y los análisis desarrollados en laboratorio permitió identificar una correspondencia clara entre las características índice de los suelos y su respuesta mecánica dentro del área evaluada. En este sentido, los datos provenientes de los ensayos SPT y DCPT, junto con los criterios de clasificación establecidos por los sistemas SUCS y AASHTO, además del análisis de límites de Atterberg y del porcentaje de material fino presente, muestran que el comportamiento del subsuelo se encuentra principalmente influenciado por la predominancia de suelos cohesivos de granulometría fina. Dichas condiciones están estrechamente vinculadas con la existencia de depósitos coluviales y con los materiales pertenecientes a la Formación Mangán, los cuales ejercen un control significativo sobre las propiedades geotécnicas identificadas en el polígono de estudio.

Los resultados de laboratorio permitieron identificar principalmente suelos arcillosos y limo-arcillosos de plasticidad media a alta, correspondientes a materiales con significativa sensibilidad frente a variaciones de humedad. Desde el punto de vista geomecánico, esta condición implica una tendencia importante a la pérdida de rigidez y resistencia cuando los materiales alcanzan estados elevados de saturación. Asimismo, los altos índices de plasticidad determinados mediante los límites de Atterberg indican que el subsuelo presenta susceptibilidad a cambios volumétricos y deformaciones progresivas, comportamiento característico de materiales cohesivos sometidos a procesos de infiltración y variaciones en el contenido de agua.

Esta condición resulta coherente con el contexto geológico descrito previamente para el área de estudio, particularmente con las características geotécnicas atribuidas a la Formación Mangán, cuyos materiales fisiles y finogranulares presentan alta

susceptibilidad a procesos de inestabilidad cuando se encuentran expuestos a saturación. En consecuencia, la presencia predominante de finos identificada en los ensayos granulométricos evidencia un subsuelo con limitada capacidad de drenaje interno, favoreciendo la acumulación de humedad y el incremento de presiones de poros en determinados sectores del polígono.

La influencia de estas propiedades índice se refleja directamente en los parámetros geotécnicos obtenidos mediante correlaciones derivadas de los ensayos SPT y DCPT. En los sectores donde se identificaron mayores contenidos de finos y plasticidades elevadas, se registraron simultáneamente menores valores de capacidad portante admisible, resistencia a corte no drenada (S_u), NSPT y CBR correlacionado, indicando una menor competencia mecánica del terreno frente a cargas estructurales y solicitaciones dinámicas.

Los mapas elaborados muestran que las zonas con menores valores de resistencia coinciden espacialmente con áreas de pendientes moderadas a pronunciadas y con sectores donde se observaron evidencias directas de deformación superficial, como fisuras longitudinales en pavimentos, asentamientos diferenciales y afectaciones en infraestructura cercana a la Facultad de Ciencia y Tecnología. Esta relación evidencia que las propiedades índice obtenidas en laboratorio no constituyen únicamente parámetros descriptivos de clasificación, sino variables fundamentales para interpretar el comportamiento mecánico y la estabilidad global del terreno.

De manera complementaria, los bajos valores de CBR obtenidos mediante correlaciones DCPT permiten interpretar una capacidad reducida de soporte en las capas superficiales del subsuelo, condición que se relaciona directamente con las deformaciones observadas en zonas viales y parqueaderos del campus universitario. La presencia de materiales cohesivos de elevada plasticidad favorece además la pérdida progresiva de capacidad estructural de la subrasante ante procesos continuos de humedecimiento y secado, contribuyendo al desarrollo de fisuras y deformaciones diferenciales en pavimentos.

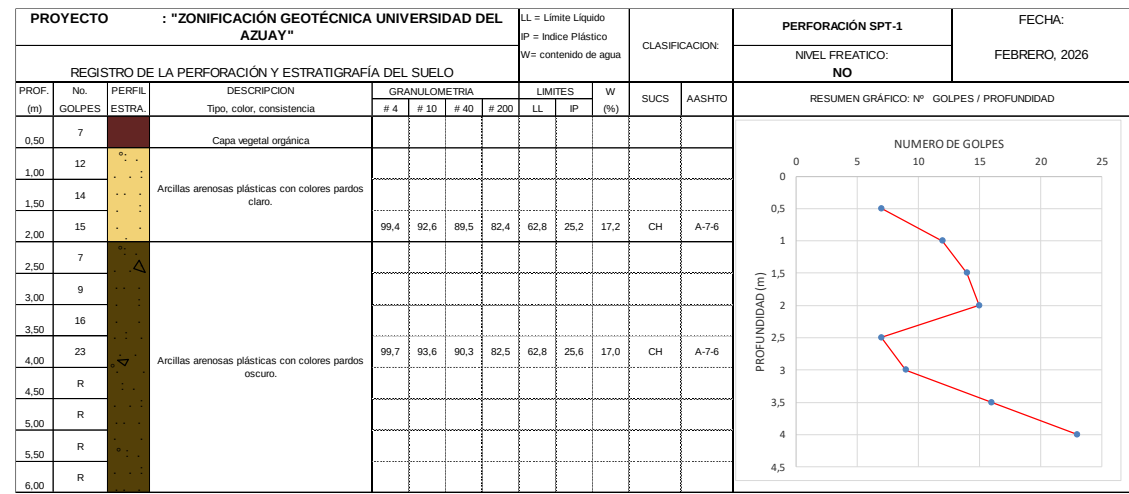
Asimismo, la correspondencia espacial entre los sectores clasificados con menor competencia geotécnica y los puntos donde el IERSE registró mayores desplazamientos acumulados permite validar la zonificación desarrollada en esta investigación. Los vectores de desplazamiento, combinados con los resultados de resistencia y capacidad portante, evidencian que la dinámica de inestabilidad presente en el sector responde a un

proceso progresivo de deformación controlado tanto por las condiciones geomorfológicas como por las características intrínsecas del subsuelo.

En términos de estabilidad geotécnica, la combinación de pendientes pronunciadas, materiales finogranulares cohesivos, elevada plasticidad y presencia de humedad genera condiciones favorables para el desarrollo de movimientos lentos de masa y asentamientos diferenciales. Este comportamiento es consistente con las afectaciones observadas en infraestructura y con la interpretación geodinámica planteada para el área de estudio.

En conjunto, la integración de resultados de laboratorio, ensayos de penetración, análisis geomorfológico y registros de desplazamiento permitió construir un modelo geotécnico integral del polígono analizado. Los resultados demuestran que la problemática del sector no responde a un único factor aislado, sino a la interacción compleja entre litología, plasticidad del suelo, contenido de finos, saturación, topografía y respuesta mecánica del subsuelo, factores que controlan directamente la susceptibilidad del terreno frente a movimientos en masa y afectaciones progresivas en infraestructura.

Figura 3-4: Hoja de resumen estudio geotécnico.



Fuente: Elaboración propia.

La Figura 3-4 presenta el perfil estratigráfico del sondeo junto con la gráfica de número de golpes del ensayo SPT en función de la profundidad (m). El perfil muestra tres estratos diferenciados por coloración, y la gráfica registra los valores obtenidos desde los 0,5 m hasta los 4,0 m de profundidad, conectados mediante una línea continua roja que ilustra la variación del número de golpes a lo largo del perfil explorado.

Nota: La información correspondiente a los demás cuadros resumen de las demás muestras en los diferentes puntos SPT analizados se encuentra adjunta en el Anexo E del presente documento.

3.2 Zonificación geotécnica

La zonificación geotécnica constituye la etapa final del presente estudio, en la cual se integran y analizan de manera espacial los resultados obtenidos a partir de las investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis geotécnicos desarrollados en el área de estudio. Este proceso permite identificar sectores con comportamientos mecánicos similares del subsuelo, facilitando la delimitación de zonas con diferentes niveles de capacidad portante y diversos factores relevantes.

Para la elaboración de la zonificación se consideraron como variables principales los valores del número de golpes del SPT, los parámetros geotécnicos estimados mediante correlaciones empíricas, como la capacidad portante admisible (q_a) y la resistencia a corte no drenada (S_u). De manera complementaria, se incorporaron los resultados del DCPT (DCPT), los cuales permitieron evaluar la variación de valores de CBR en el polígono de estudio.

La representación espacial y el análisis de los datos se realizaron mediante herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG), específicamente utilizando el software QGIS, lo que permitió generar mapas temáticos y delimitar unidades geotécnicas homogéneas dentro del polígono de estudio.

3.2.1 Criterios de zonificación geotécnica

Uno de los parámetros fundamentales considerados para la definición de los criterios de zonificación geotécnica es la capacidad portante admisible del suelo (q_a), debido a su relación directa con el comportamiento mecánico del terreno frente a cargas estructurales. Para la clasificación de los rangos de capacidad portante admisible (q_a) adoptados en el mapa de zonificación geotécnica, se tomó como referencia la clasificación de consistencia de suelos finos establecida por Terzaghi, Peck y Mesri (1996) en la Tabla 7.1 de su obra *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ra edición, p. 22), la cual define seis categorías cualitativas de resistencia a la compresión: Very Soft ($< 0.25 \text{ kg/cm}^2$), Soft ($0.25\text{--}0.51 \text{ kg/cm}^2$), Medium ($0.51\text{--}1.02 \text{ kg/cm}^2$), Stiff ($1.02\text{--}2.04 \text{ kg/cm}^2$), Very Stiff ($2.04\text{--}4.08 \text{ kg/cm}^2$) y Hard ($> 4.08 \text{ kg/cm}^2$).

Tabla 3-1: Rangos de clasificación de los valores SPT.

qa (kg/cm²)	Clasificación
< 0.25	Muy baja
0.25 – 0.51	Baja
0.51 – 1.02	Media
1.02 – 2.04	Alta
2.04 – 4.08	Muy alta
> 4.08	Fuerte

Fuente: Terzaghi, Peck & Mesri (1996), Tabla 7.1, p. 22.

La Tabla 3-1 presenta la clasificación de los valores de capacidad admisible del suelo q_a en seis categorías, desde muy baja (menor a 0.25 kg/cm²) hasta muy alta (mayor a 4,08 kg/cm²).

De manera complementaria, se consideró el valor del Índice de Soporte de California (CBR), obtenido a partir de los ensayos de penetración de cono dinámico (DCPT), como un parámetro representativo de la capacidad de soporte del suelo en zonas destinadas a vías y áreas de circulación. Este ensayo fue aplicado en sectores correspondientes a calles y accesos dentro del área de estudio, permitiendo evaluar el comportamiento de la subrasante a una profundidad aproximada de 1.00 m, la cual es representativa del nivel de influencia de las cargas vehiculares. El uso del CBR en esta profundidad responde a criterios de ingeniería vial, donde la subrasante constituye el elemento fundamental que controla la respuesta estructural del pavimento. En este contexto, los valores obtenidos permiten clasificar la calidad del suelo en función de su capacidad de soporte, facilitando la identificación de sectores con posibles deficiencias estructurales. A partir de los resultados obtenidos en los ensayos DCPT, se determinó que los valores de CBR en el área de estudio varían entre 4.80% y 18.39%, lo que evidencia una variabilidad en las condiciones de la subrasante. Con base en estos resultados y considerando criterios comúnmente utilizados en la evaluación de subrasantes para diseño de pavimentos, se establecieron los siguientes rangos de clasificación, adaptados de Assis (1988, como se citó en Anexo Técnico Sobre Ensayo CBR, s.f., p. 50), los cuales permiten categorizar la calidad de la subrasante.

Tabla 3-2: Rangos de clasificación de los valores CBR.

CBR (%)	Clasificación
2.0 - 5.0	Muy mala
5.0 – 8.0	Mala
8.0 – 20.0	Regular - Buena

Fuente: Adaptado de Assis (1988), citado en Anexo Técnico Sobre Ensayo CBR (s.f., p.50)

La Tabla 3-2 presenta la clasificación de los valores de CBR en cuatro categorías, desde muy mala (entre 2.0 – 5.0%) hasta excelente (entre 20.0 -30.0%).

Esta clasificación permite identificar las zonas con mejores condiciones para el soporte de cargas vehiculares, así como aquellos sectores donde la subrasante presenta baja resistencia y podría requerir procesos de mejoramiento o estabilización para garantizar un adecuado desempeño estructural. Cabe destacar que esta condición se ve agravada por la presencia de movimientos en masa activos en el área de estudio, los cuales han alterado progresivamente la disposición y consistencia de los materiales que conforman la subrasante, contribuyendo al deterioro de la infraestructura vial existente y condicionando de manera determinante cualquier intervención futura de diseño o rehabilitación de pavimentos en el polígono.

Adicionalmente, se consideró la resistencia a corte no drenada (S_u) como un parámetro fundamental para la caracterización de los suelos cohesivos presentes en el área de estudio, debido a que este representa la capacidad del terreno para resistir esfuerzos cortantes en condiciones no drenadas, siendo especialmente relevante en análisis de estabilidad y comportamiento de cimentaciones en arcillas.

En este sentido, se definieron cinco categorías de zonificación geotécnica en función de los valores de S_u , adaptadas de Weltman y Head (1983, como se citó en (Servicio Geológico Colombiano, 2017), las cuales reflejan distintos niveles de resistencia del suelo frente a esfuerzos cortantes.

Tabla 3-3: Rangos de clasificación de los valores de resistencia a corte no drenada (S_u).

S_u (kPa)	Clasificación
< 20.0	Muy blanda
20.0 – 40.0	Blanda
40.0 – 75.0	Media
75 - 150.0	Alta
150.0 – 300.0	Muy alta

Fuente: Adaptado de Weltman y Head (1983), citado en Servicio Geológico Colombiano (2017)

La Tabla 3-3 presenta la clasificación de los valores de resistencia a corte no drenada S_u en cinco categorías, desde muy blanda (menor a 20,0 kPa) hasta muy alta (entre 150.0 – 300.0 kPa).

Esta clasificación permite identificar los sectores donde el suelo presenta mejores condiciones de estabilidad, así como aquellas zonas donde predominan materiales blandos con menor capacidad de resistencia, los cuales pueden ser más susceptibles a deformaciones o fallas bajo cargas estructurales.

De igual forma, se consideró el valor del número de golpes del SPT (NSPT) como un parámetro complementario dentro de los criterios de zonificación geotécnica, debido a que representa una medición directa obtenida en campo de la resistencia a la penetración del suelo.

Para la clasificación cualitativa de los valores se adoptaron como referencia las tablas propuestas por Terzaghi, Peck y Mesri (1996) en su obra *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ra edición). Para suelos arcillosos se utilizó la Tabla 12.2 (p. 63), que relaciona N con la consistencia de la arcilla: Muy Blanda ($N < 2$), Blanda (2–4), Media (4–8), Firme (8–15), Muy Firme (15–30) y Dura ($N > 30$). Estas clasificaciones constituyen una referencia ampliamente reconocida en la práctica geotécnica internacional para la interpretación de resultados SPT.

Tabla 3-4: Rangos de clasificación de los valores NSPT.

NSPT	Clasificación
< 2	Muy Blanda
2 – 4	Blanda
4 – 8	Media
8 – 15	Firme
15 – 30	Muy Firme
>30	Dura

Fuente: Terzaghi, Peck & Mesri (1996), Tabla 12.2, p. 63.

La Tabla 3-4 presenta la clasificación de los valores NSPT en seis categorías, desde baja (menor a 2) hasta alta (mayor a 30).

Esta clasificación permite identificar de manera directa las zonas donde el suelo presenta mayor resistencia a la penetración, asociadas generalmente a materiales más densos o consistentes, así como aquellos sectores donde predominan suelos más sueltos o blandos, que pueden representar condiciones menos favorables para el soporte de cargas.

Ahora para la elaboración del mapa de zonificación geotécnica de riesgo en cimentaciones, se definieron tres niveles de clasificación del índice IRC en función de los umbrales establecidos para la identificación de zonas con distinto grado de susceptibilidad geotécnica, calculados mediante el método de intervalos iguales descrito en la Sección 2.1.5 del presente capítulo. Estos niveles permiten diferenciar de manera clara los sectores donde las condiciones del subsuelo representan un menor o mayor compromiso para el desempeño de las cimentaciones superficiales, considerando de forma integrada la capacidad portante admisible, la resistencia a corte no drenada y la pendiente del terreno.

Tabla 3-5: Rangos de clasificación de los valores de riesgo en cimentaciones.

IRC	Clasificación
< 2.8	Bajo
2.8 – 3.3	Medio
>3.3	Alto

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 3-5 presenta la clasificación de los niveles de riesgo geotécnico en cimentaciones en tres categorías: bajo para índices menores o iguales a 2.8, medio para índices entre 2.8 y 3.3, y alto para índices mayores a 3.3, representados en colores verde, amarillo y rojo respectivamente. Esta clasificación permite identificar de manera espacialmente continua los sectores donde las condiciones geotécnicas son más favorables para el soporte de cargas estructurales, así como aquellas zonas donde la combinación de baja resistencia del suelo y pendientes pronunciadas genera condiciones de mayor vulnerabilidad frente a las solicitaciones de cimentaciones superficiales.

De manera complementaria, para la elaboración del mapa de zonificación geotécnica de riesgo en zonas viales, los niveles de clasificación aplicados al índice IRV fueron determinados mediante el mismo método de intervalos iguales descrito en la Sección

2.1.5 del presente capítulo, obteniendo umbrales propios para este índice en función de los valores mínimo y máximo del ráster interpolado, y considerando la capacidad de soporte de la subrasante expresada mediante el CBR y la pendiente del terreno como variables determinantes del riesgo asociado a la infraestructura vial.

Tabla 3-6: Rangos de clasificación de los valores de riesgo en zonas viales

IRV	Clasificación
< 2.9	Bajo
2.9 – 3.8	Medio
>3.8	Alto

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 3-6 presenta la clasificación de los niveles de riesgo geotécnico en zonas viales en tres categorías: bajo para índices menores o iguales a 2.9, medio para índices entre 2.9 y 3.8, y alto para índices mayores a 3.8, representados en colores verde, amarillo y rojo respectivamente. Esta clasificación permite identificar los sectores donde la subrasante presenta condiciones adecuadas para el soporte de cargas vehiculares, así como aquellas zonas donde los valores reducidos de CBR combinados con pendientes elevadas configuran escenarios de mayor riesgo estructural, que podrían requerir intervenciones de mejoramiento o estabilización previas al diseño del pavimento.

Finalmente, La pendiente del terreno fue considerada como un parámetro morfológico independiente dentro de la zonificación geotécnica del área de estudio, dado que constituye un factor determinante en la evaluación de la estabilidad del terreno, la susceptibilidad a procesos de remoción en masa y las condiciones generales de aptitud del suelo tanto para el emplazamiento de cimentaciones como para el trazado y desempeño de la infraestructura vial. Su representación cartográfica mediante un mapa exclusivo permite visualizar de manera directa la variabilidad morfológica del polígono de estudio, complementando la información geotécnica obtenida a partir de los ensayos de campo. Para su clasificación se adoptó la nomenclatura establecida en el Catálogo de Objetos del CLIRSEN–MAGAP (2011), que define ocho categorías morfológicas en función del porcentaje de inclinación del terreno.

Tabla 3-7: Rangos de clasificación de los valores de pendientes

Pendiente (%)	Clasificación
0 – 2	Plana
2 – 5	Muy suave

5 - 12	Suave
12 - 25	Media
25 - 40	Media a fuerte
40 - 70	Fuerte
70 - 100	Muy fuerte

*Fuente: Adaptado de Catálogo de objetos (SIGAGRO), por
CLIRSEN-MAGAP (2011).*

La Tabla 3-7 presenta la clasificación de la pendiente del terreno en siete categorías, desde plana (0–2%), asociada a relieves completamente planos, hasta muy fuerte (entre 70-100%). Esta clasificación permite identificar los sectores del área de estudio donde la morfología del terreno representa condiciones favorables para el desarrollo de obras civiles, así como aquellas zonas donde las pendientes pronunciadas incrementan la vulnerabilidad del suelo frente a procesos de inestabilidad, erosión y deslizamiento, constituyendo un factor de riesgo adicional que debe ser considerado en conjunto con los parámetros geotécnicos obtenidos en los ensayos SPT y DCPT.

3.2.2 Características generales de los mapas de zonificación geotécnica

Los mapas de zonificación geotécnica elaborados en el presente estudio constituyen herramientas cartográficas de carácter técnico que integran, de manera espacialmente continua y visualmente comprensible, los resultados obtenidos a partir de los ensayos de campo realizados en el área del polígono de estudio correspondiente a la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay el cual se observa en la Figura 1-3. Cada uno de los mapas producidos comparte una estructura metodológica y cartográfica uniforme, sustentada en criterios de estandarización que garantizan la coherencia, comparabilidad y rigor técnico del conjunto de resultados presentados. En términos generales, estos mapas representan la variación espacial de distintos parámetros geotécnicos del suelo, a una profundidad específica de análisis las cuales son representativa para la evaluación de cimentaciones superficiales en el contexto del proyecto.

Desde el punto de vista cartográfico, todos los mapas fueron georreferenciados bajo el sistema de coordenadas UTM WGS84, Zona 17S, garantizando así su precisión geográfica y su compatibilidad con otros productos cartográficos de la región. La escala de representación permite identificar con claridad la distribución espacial de las zonas geotécnicas dentro del área de interés, acompañada de una barra de escala gráfica y una flecha de norte que orientan adecuadamente la lectura del mapa. Asimismo, cada mapa

incorpora una ortofoto de fondo que contextualiza espacialmente los resultados, permitiendo correlacionar las zonas geotécnicas identificadas con los elementos físicos y estructurales presentes en el terreno, tales como edificaciones, vías de circulación y áreas verdes del campus. Esta superposición de información geotécnica sobre imágenes de alta resolución constituye un aporte significativo para la interpretación técnica de los resultados, facilitando su aplicación directa en procesos de toma de decisiones relacionados con el diseño y la planificación de obras civiles.

En cuanto al sistema de clasificación adoptado, cada mapa emplea una escala cromática continua que varía desde diferentes tonalidades, representando sus respectivas categorías geotécnicas definidas en función del parámetro analizado. Esta clasificación, presentada en la leyenda de cada mapa, permite una lectura intuitiva y rápida de la distribución espacial de las propiedades del suelo, facilitando la identificación de zonas críticas o de especial interés geotécnico. La interpolación de los valores obtenidos en los diferentes puntos fue realizada mediante métodos geoestadísticos apropiados, en el caso de este estudio se realizó la interpolación (IDW, por sus siglas en inglés. Inverse Distance Weighting), debido a su capacidad para representar de manera directa la influencia de los puntos de muestreo cercanos sobre los valores interpolados, siendo adecuado para estudios con una cantidad limitada de datos geotécnicos y distribución relativamente homogénea. Además, este método permite conservar las variaciones locales del terreno sin requerir modelos estadísticos complejos.

A diferencia de métodos como Kriging, el IDW no necesita el ajuste de semivariogramas ni altos niveles de densidad de datos para obtener resultados confiables. Por otra parte, métodos como Spline tienden a generar superficies excesivamente suavizadas, lo que puede distorsionar cambios locales importantes en parámetros geotécnicos. Por ello, el IDW resultó ser el método más práctico y consistente para la elaboración de los mapas de interpolación del presente estudio.

Desde el punto de vista técnico, el método IDW calcula el valor de una variable en una ubicación desconocida a partir de una combinación ponderada de los valores medidos en los puntos de muestreo cercanos; dicha ponderación se establece en función a la distancia, asignando mayor peso a los puntos más próximos y menor influencia a los más alejados. Matemáticamente, el valor interpolado en un punto se obtiene mediante la suma de los valores conocidos multiplicados por un peso inversamente proporcional a la distancia elevada a una potencia definida por el parámetro “p”, dividido para la suma total de dichos

pesos; en este estudio se empleó un coeficiente de potencia $p = 2$, lo que implica una disminución cuadrática de la influencia con la distancia, generando superficies más sensibles a las variaciones locales del parámetro analizado.

El resultado de este proceso es una superficie continua tipo ráster que representa la distribución espacial del parámetro geotécnico en toda el área de estudio, incluso en sectores donde no se dispone de mediciones directas; este enfoque resulta especialmente adecuado cuando se trabaja con un número limitado de puntos de muestreo y se busca preservar la influencia local de los datos, evitando la generalización excesiva de los resultados. Los puntos de ensayo SPT y DCPT se encuentran señalizados explícitamente en cada mapa mediante símbolos circulares, lo que permite al lector identificar con precisión la ubicación de los datos originales sobre los cuales se sustenta la interpolación espacial realizada.

Tabla 3-8: Mapas elaborados.

Título	Contenido
Capacidad portante (qadm)	Capacidades portantes a una profundidad de 2m
California Bearing Ratio (CBR)	Valores de CBR a una profundidad de 1m
Resistencia a corte no drenada (Su)	Parámetro de la resistencia a corte no drenada a una profundidad de 2m
Número de golpes (NSPT)	Incluyen los números de golpes obtenidos en campo
Pendientes	Contiene los diferentes niveles de pendientes en porcentaje
Riesgo en cimentaciones	Integra qadm, Su, NSPT y pendientes
Riesgo en zonas viales	Integra CBR y pendientes.

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 3-8 presenta los mapas elaborados en la investigación, detallando para cada uno su título y el contenido que representa.

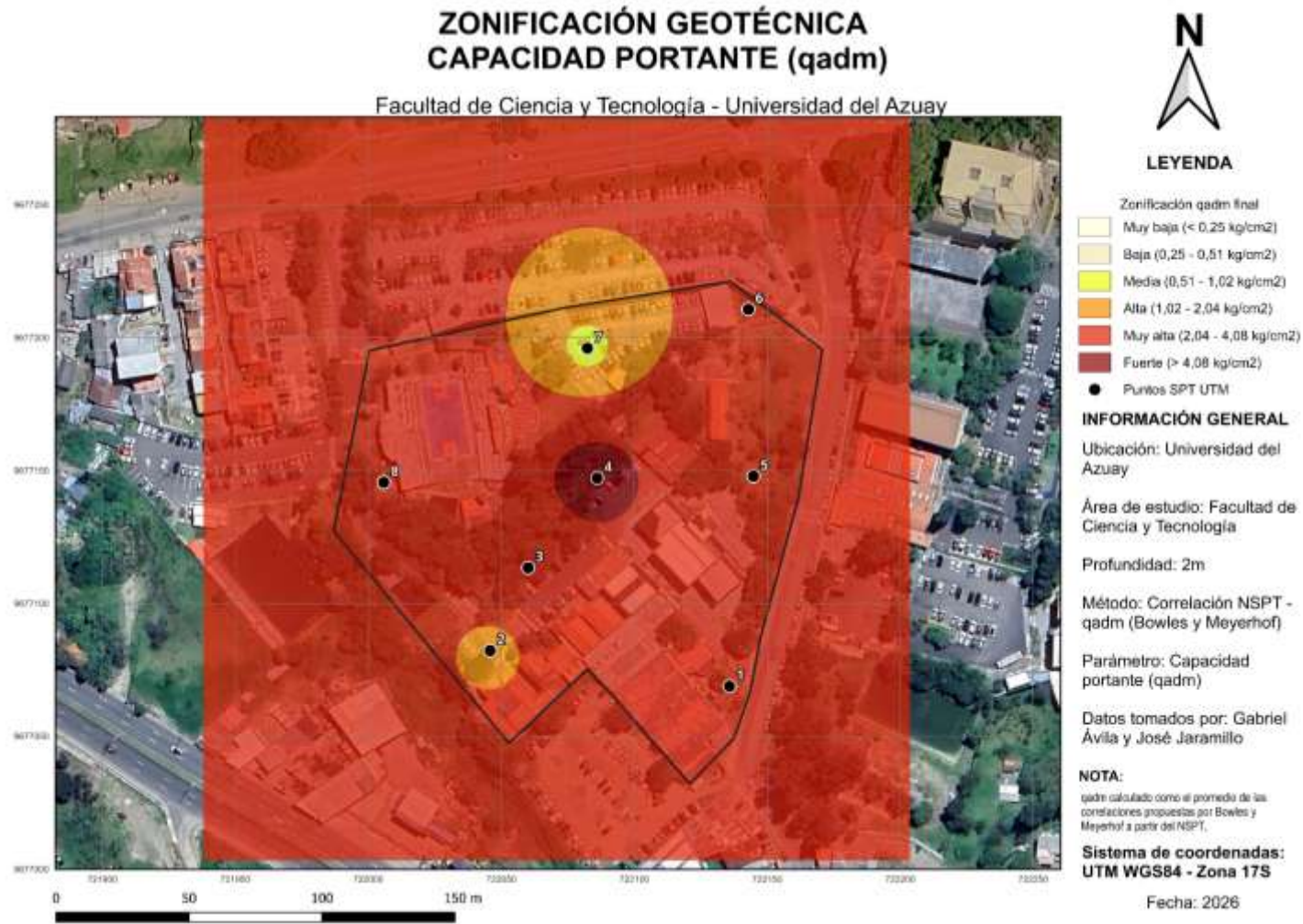
Complementariamente, cada mapa incluye un panel de información general que sintetiza los datos técnicos más relevantes del estudio, entre los que se destacan: la ubicación del área de trabajo, el parámetro representado, la profundidad de análisis, el método de correlación empleado, así como el sistema de coordenadas de referencia utilizado. Adicionalmente, se consigna una nota metodológica que especifica el procedimiento de cálculo adoptado, otorgando transparencia y trazabilidad al proceso seguido. El conjunto de mapas así producido representa, en síntesis, un documento técnico de consulta fundamental para la caracterización geotécnica del subsuelo del campus universitario, constituyendo la base cartográfica sobre la cual se sustentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio.

3.2.3 Mapa de capacidad portante admisible (qadm)

La capacidad portante admisible (qadm) constituye uno de los parámetros geotécnicos de mayor relevancia en el diseño de cimentaciones superficiales, dado que define la resistencia máxima que el suelo es capaz de ofrecer ante las cargas transmitidas por una estructura sin que se produzca falla por corte ni asentamientos diferenciales inaceptables. En el presente estudio, este parámetro fue estimado a partir de los resultados del SPT ejecutado en los ocho puntos de investigación distribuidos en el área de estudio a una profundidad de análisis de 2.00 m, cuyos procedimientos de campo y valores NSPT obtenidos se describen en detalle en el capítulo 2, Sección 2.2.1. La estimación de qadm se realizó mediante la aplicación simultánea de las correlaciones empíricas propuestas por Bowles (1996) y Meyerhof (1963), adoptando el promedio de ambas como valor representativo para cada punto de ensayo; la metodología de cálculo y las correlaciones empleadas se presentan en la Sección 2.1.2 del presente capítulo.

Con el propósito de sistematizar los resultados obtenidos y establecer criterios objetivos de zonificación, los valores de qadm fueron organizados en seis categorías cualitativas, cuyos rangos se definen en la Tabla 3-1. Dicha clasificación fue adaptada de la escala de consistencia de suelos finos propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri (1996) en la Tabla 7.1 de su obra *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ra edición, p. 22), la cual establece categorías de resistencia a la compresión no confinada directamente proporcionales a la capacidad portante del suelo.

Figura 3-5: Mapa de capacidad portante admisible (qadm).



Fuente: Elaboración propia

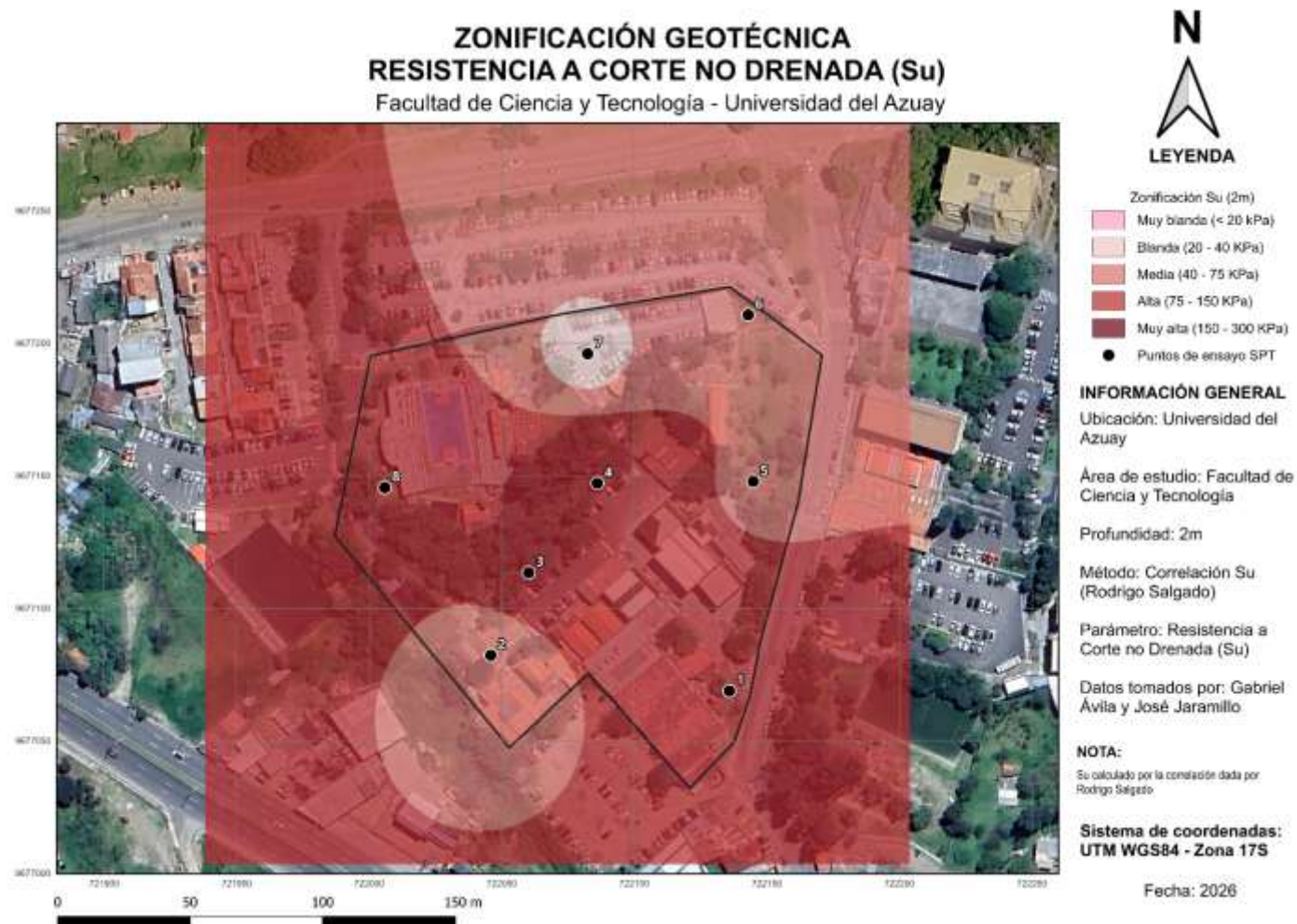
Los resultados representados en la Figura 3-5 evidencian una marcada heterogeneidad espacial en la distribución de la capacidad portante admisible del subsuelo del polígono de estudio. La mayor parte del área analizada presenta valores comprendidos en la categoría Muy Alta (2.04 - 4.08 kg/cm²), lo que indica un subsuelo predominantemente competente para el soporte de cimentaciones superficiales convencionales. No obstante, se identifican dos sectores de anomalía negativa de particular relevancia: en las inmediaciones del punto de ensayo N.º 7, se registra una zona de capacidad Media (0.51 - 1.02 kg/cm²) rodeada por un núcleo de categoría Alta (1.02 - 2.04 kg/cm²), lo que sugiere la presencia localizada de material de menor resistencia en el sector norte-central del campus. De manera similar, en el entorno del punto N.º 2, se identifica una zona de categoría Alta (1.02 - 2.04 kg/cm²) que contrasta con los valores predominantes del área circundante. En sentido opuesto, el punto N.º 4, ubicado en el sector central del polígono, exhibe el único núcleo clasificado como Fuerte (> 4.08 kg/cm²), lo que podría asociarse a la presencia de un estrato de mayor densidad o compacidad relativa en esa localización específica. Esta variabilidad espacial refleja la naturaleza heterogénea del perfil estratigráfico del subsuelo del campus universitario y subraya la imposibilidad de adoptar un único valor representativo de resistencia para el conjunto del área analizada. En consecuencia, cualquier intervención constructiva futura dentro del campus deberá considerar de forma obligatoria la zonificación geotécnica aquí presentada, adoptando criterios de diseño de cimentaciones diferenciados según la zona específica de emplazamiento de cada estructura, con el fin de garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad a largo plazo de las edificaciones.

3.2.4 Mapa de resistencia a corte no drenada (S_u)

La resistencia a corte no drenada (S_u) constituye uno de los parámetros geotécnicos fundamentales para la evaluación del comportamiento de suelos cohesivos bajo condiciones de carga rápida, dado que representa la capacidad del terreno para resistir esfuerzos cortantes en condiciones en las que la disipación del exceso de presión de poros es prácticamente nula durante el proceso de carga. Su determinación resulta indispensable para el análisis de la estabilidad del terreno a corto plazo, siendo especialmente relevante en el diseño de cimentaciones superficiales, análisis de capacidad portante y evaluación de riesgos ante cargas dinámicas o sísmicas. En el presente estudio, el valor de S_u fue estimado a partir de los resultados del SPT ejecutado en los ocho puntos de investigación distribuidos en el área de estudio a una profundidad de análisis de 2.00 m, cuyos procedimientos de campo y valores NSPT obtenidos se describen en detalle en el capítulo 2, Sección 2.2.1 La estimación de S_u se realizó mediante la correlación empírica propuesta por Rodrigo Salgado, cuya metodología de cálculo se presenta en la Sección 2.1.2 del presente capítulo.

Con el propósito de sistematizar los resultados obtenidos y establecer criterios objetivos de zonificación, los valores de “ S_u ” fueron organizados en cinco categorías cualitativas, cuyos rangos se definen en la Tabla 3-3. Dicha clasificación fue adaptada de Weltman y Head (1983, como se citó en Servicio Geológico Colombiano, 2017), la cual establece categorías de resistencia al corte directamente proporcionales a la consistencia del suelo cohesivo.

Figura 3-6: Mapa de resistencia a corte no drenada (S_u).



Fuente: Elaboración propia.

Los resultados representados en la Figura 3-6 evidencian una marcada heterogeneidad espacial en la distribución de la resistencia a corte no drenada del subsuelo del polígono de estudio. La mayor parte del área analizada presenta valores comprendidos en la categoría Alta (75 - 150 kPa), lo que indica un subsuelo predominantemente consistente para el soporte de cimentaciones superficiales en condiciones no drenadas. No obstante, se identifica un sector de anomalía negativa de particular relevancia: en las inmediaciones del punto de ensayo N.º 7, se registra el valor más bajo del conjunto con 20.80 kPa, clasificado en la categoría Blanda (20 - 40 kPa), lo que sugiere la presencia localizada de material de menor consistencia en el sector norte-central del campus. Los puntos N.º 2, N.º 5 y N.º 6 presentan valores de 48.00, 70.35 y 57.00 kPa respectivamente, correspondientes a la categoría Media (40 - 75 kPa), configurando una transición hacia resistencias moderadas en los sectores sur y nororiental del polígono. En contraste, los puntos N.º 1, N.º 3, N.º 4 y N.º 8 registran los valores más elevados, con 75.00, 101.20, 141.00 y 113.76 kPa respectivamente, clasificados en la categoría Alta (75 - 150 kPa), siendo el punto N.º 4 el de mayor resistencia dentro del área de estudio. Esta variabilidad espacial refleja la naturaleza heterogénea del perfil estratigráfico del subsuelo del campus universitario y subraya la imposibilidad de adoptar un único valor representativo de resistencia para el conjunto del área analizada. Esta distribución heterogénea del parámetro “Su” confirma la necesidad de un tratamiento geotécnico diferenciado por zonas al momento de proyectar cualquier intervención constructiva en el campus, pues la aplicación de un criterio uniforme de resistencia al corte subestimaría los riesgos reales en los sectores más desfavorables, comprometiendo potencialmente la estabilidad de las estructuras emplazadas en ellos.

3.2.5 Mapa del número de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT)

El número de golpes del SPT (NSPT) constituye el dato primario y directo obtenido durante la campaña de investigación geotécnica de campo, y representa la base sobre la cual se sustentan los parámetros derivados presentados en las secciones precedentes del presente capítulo. A diferencia de los parámetros estimados mediante correlaciones empíricas, el NSPT no involucra ningún proceso de transformación o interpretación adicional, por lo que su distribución espacial refleja de manera fiel e inmediata la variabilidad natural de la compacidad y consistencia del subsuelo a la profundidad de análisis de 2.00 m. Los procedimientos de ejecución del ensayo, el equipamiento utilizado, los registros estratigráficos obtenidos y los valores NSPT medidos en cada uno de los ocho puntos de investigación se describen en detalle en el capítulo 2, Sección 2.2.1.

Con el propósito de establecer criterios objetivos de zonificación espacial, los valores NSPT registrados fueron clasificados en seis categorías cualitativas conforme a la correlación entre el número de golpes N y la consistencia de suelos cohesivos propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri (1996) en la Tabla 12.2 de su obra *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ra edición, p. 63), la cual constituye una referencia ampliamente reconocida y empleada en la práctica geotécnica internacional. Dicha clasificación se presenta en la Tabla 3-4.

Figura 3-7: Mapa del número de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT)



Fuente: Elaboración propia.

La distribución espacial del NSPT representada en la Figura 3-7 revela una condición de subsuelo predominantemente firme a muy firme en el área de estudio. Los puntos de ensayo N.º 1, N.º 2, N.º 5 y N.º 6 registraron valores de 15, 10, 15 y 12 golpes respectivamente, clasificados dentro de la categoría Firme (8–15 golpes), mientras que los puntos N.º 3, N.º 4 y N.º 8 alcanzaron valores de 22, 30 y 24 golpes, correspondientes a la categoría Muy firme (15–30 golpes), siendo el punto N.º 4 el que exhibe el valor más elevado del conjunto, situándose en el límite superior de dicha categoría con 30 golpes. La interpolación espacial de estos valores genera en el mapa un núcleo central de mayor resistencia en torno al punto N.º 4, coherente con los valores elevados de capacidad portante admisible identificados en la sección 3.2.3 . En contraste, el punto de ensayo N.º 7 constituye la anomalía negativa más significativa del área, con un valor de 4 golpes clasificado en la categoría Media (4–8 golpes), lo que sugiere la presencia localizada de un material de menor compacidad o consistencia, posiblemente asociado a variaciones estratigráficas particulares en el sector norte-central del polígono. En conjunto, la distribución espacial del NSPT proporciona una visión directa y objetiva de la variabilidad del subsuelo del campus universitario, sirviendo como referencia fundamental para validar y contextualizar los resultados obtenidos a través de las correlaciones empíricas aplicadas en las secciones precedentes, y confirmando la heterogeneidad geotécnica del área de estudio como condición determinante para el diseño de futuras intervenciones constructivas.

3.2.6 Mapa del índice de California Bearing Ratio (CBR).

El Índice de Soporte de California (CBR) constituye uno de los parámetros geotécnicos de mayor relevancia en la evaluación de la capacidad portante de la subrasante, dado que cuantifica la resistencia del suelo a la penetración bajo condiciones controladas, proporcionando la base empírica para el dimensionamiento estructural de pavimentos flexibles y la identificación de sectores con insuficiencia de soporte que demanden intervención geotécnica previa. En el presente estudio, este parámetro fue determinado a partir de los ensayos de penetración de cono dinámico (DCPT) ejecutados en siete puntos de investigación distribuidos en los sectores viales del área de estudio como se muestra en la Figura 2-2, tomando como valor representativo la última medición registrada a 1.00 m de profundidad. La determinación del CBR se realizó mediante la correlación empírica propuesta por Kleyn y Van Heerden, cuya expresión matemática y fundamento metodológico se describen en la Sección 2.1.3.

Con el propósito de sistematizar los resultados obtenidos y establecer criterios objetivos de zonificación, los valores de CBR fueron categorizados en cuatro niveles cualitativos conforme a los rangos definidos en la Tabla 3-2, adaptada de Assis (1988, como se citó en Anexo Técnico Sobre Ensayo CBR, s.f., p. 50), los cuales permiten valorar la aptitud de la subrasante en función de su capacidad de soporte estructural.

Figura 3-8: Mapa del valor de California Bearing Ratio (CBR)



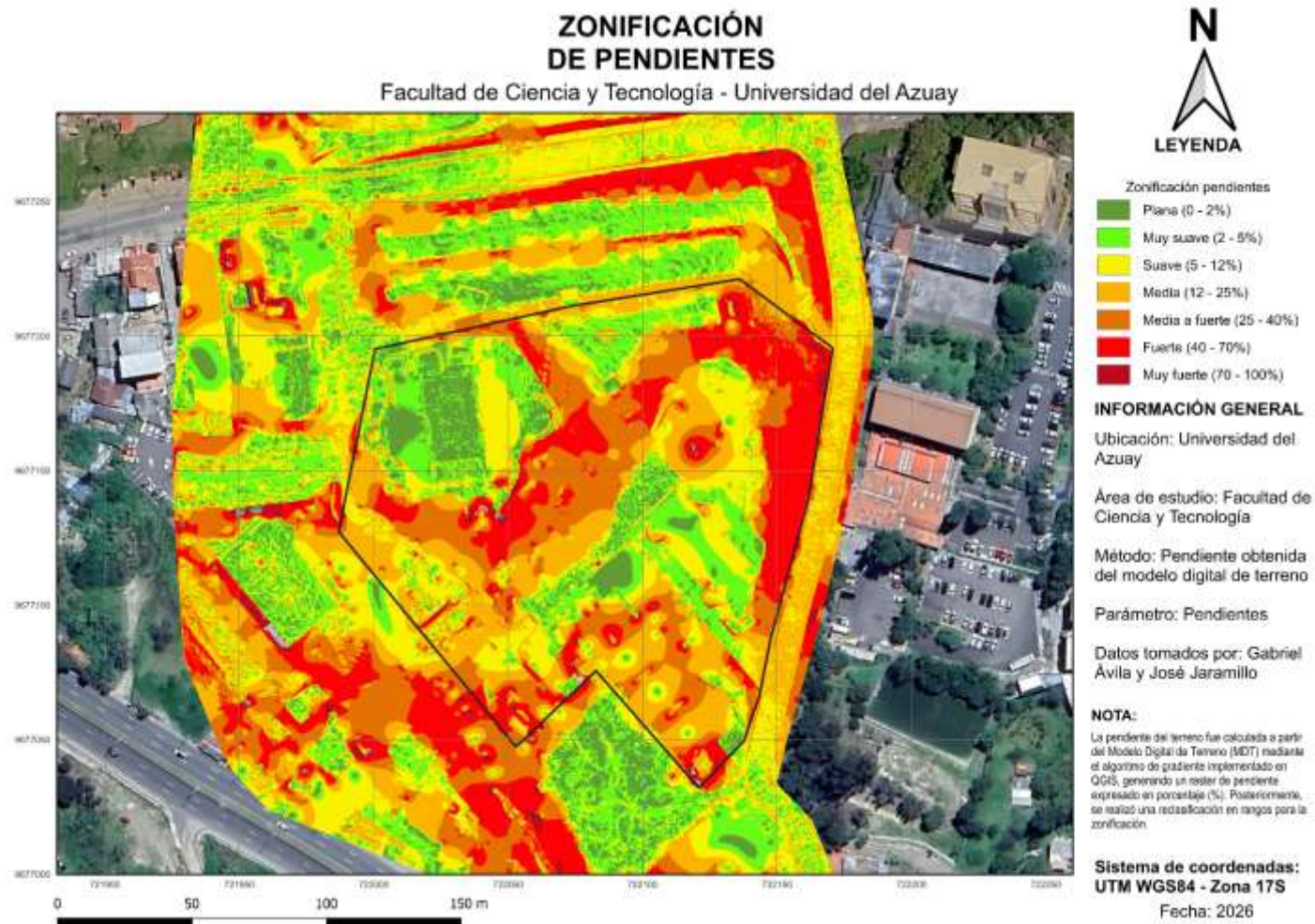
Fuente: Elaboración propia.

Los resultados representados en la Figura 3-8 revelan una distribución espacial heterogénea de la capacidad de soporte de la subrasante en el polígono de estudio, con valores comprendidos entre 3.64% y 18.39%, evidenciando una variabilidad geotécnica significativa entre los distintos sectores viales analizados. El comportamiento dominante del área corresponde a la categoría Mala (5–8%), con los puntos N.º 1, N.º 2 y N.º 4 registrando valores de 5.28%, 6.02% y 6.43% respectivamente, configurando una condición generalizada de subrasante deficiente en la mayor parte del polígono. Los sectores de mayor criticidad geotécnica se localizan en torno a los puntos N.º 3, N.º 5 y N.º 6, cuyos valores de 4.80%, 4.95% y 3.64% respectivamente se clasifican en la categoría Muy Mala (2–5%), denotando una capacidad de soporte insuficiente para resistir solicitaciones vehiculares sin la implementación previa de tratamientos de mejoramiento o estabilización de la subrasante. Como caso singular, el punto N.º 7 registra el valor más elevado del conjunto con un CBR de 18.39%, correspondiente a la categoría Regular–Buena (8–20%), configurando un núcleo localizado de mayor capacidad de soporte en el sector central del polígono; sin embargo, este resultado debe interpretarse con reserva técnica, dado que su aparente contradicción con los parámetros geotécnicos circundantes podría atribuirse a la presencia de material de mejoramiento superficial o interferencias físicas en el horizonte analizado. La deficiente capacidad de soporte identificada guarda estrecha correspondencia con el deterioro observable en la infraestructura vial del campus, cuyas manifestaciones superficiales (agrietamientos, deformaciones y pérdida de continuidad del pavimento) se documentan desde la Figura 1-11 hasta la Figura 1-15, constituyen evidencia directa del efecto que los procesos de movimientos en masa activos en el área de estudio han ejercido sobre la integridad estructural de las vías, perturbando la continuidad y consistencia de los horizontes superficiales que conforman la subrasante. En términos globales, esta condición determina que la infraestructura vial del campus no admite intervenciones de diseño o rehabilitación de pavimentos bajo criterios convencionales sin la ejecución previa de un programa de estabilización geotécnica que garantice condiciones mínimas de soporte estructural sostenibles a largo plazo.

3.2.7 Mapa de zonificación de pendientes

La pendiente del terreno constituye un parámetro morfométrico fundamental en la caracterización geotécnica del área de estudio, dado que condiciona de manera directa la estabilidad de las masas de suelo, la susceptibilidad a procesos de remoción en masa, la distribución de esfuerzos cortantes en el subsuelo y las condiciones de aptitud del terreno para el emplazamiento de cimentaciones superficiales y el trazado de infraestructura vial. Desde la perspectiva geotécnica, la inclinación del terreno determina la magnitud de las componentes gravitacionales que actúan sobre los estratos superficiales, constituyendo un factor desestabilizador cuya relevancia se acentúa en contextos donde los suelos presentan baja resistencia al corte o donde existen planos de debilidad estructural asociados a procesos geológicos activos, como es el caso del área de estudio. El procedimiento de obtención y procesamiento de este parámetro a partir del Modelo Digital de Terreno (MDT) se describe en detalle en la Sección 2.1.4 del presente documento. Los valores obtenidos fueron categorizados en siete niveles morfológicos conforme a los rangos definidos en la Tabla 3-7, adaptados del Catálogo de Objetos del CLIRSEN–MAGAP (SIGAGRO, 2011), los cuales permiten caracterizar cualitativamente la inclinación del terreno desde relieves completamente planos hasta superficies escarpadas con pendientes superiores al 70%.

Figura 3-9: Mapa de pendientes



Fuente: Elaboración propia.

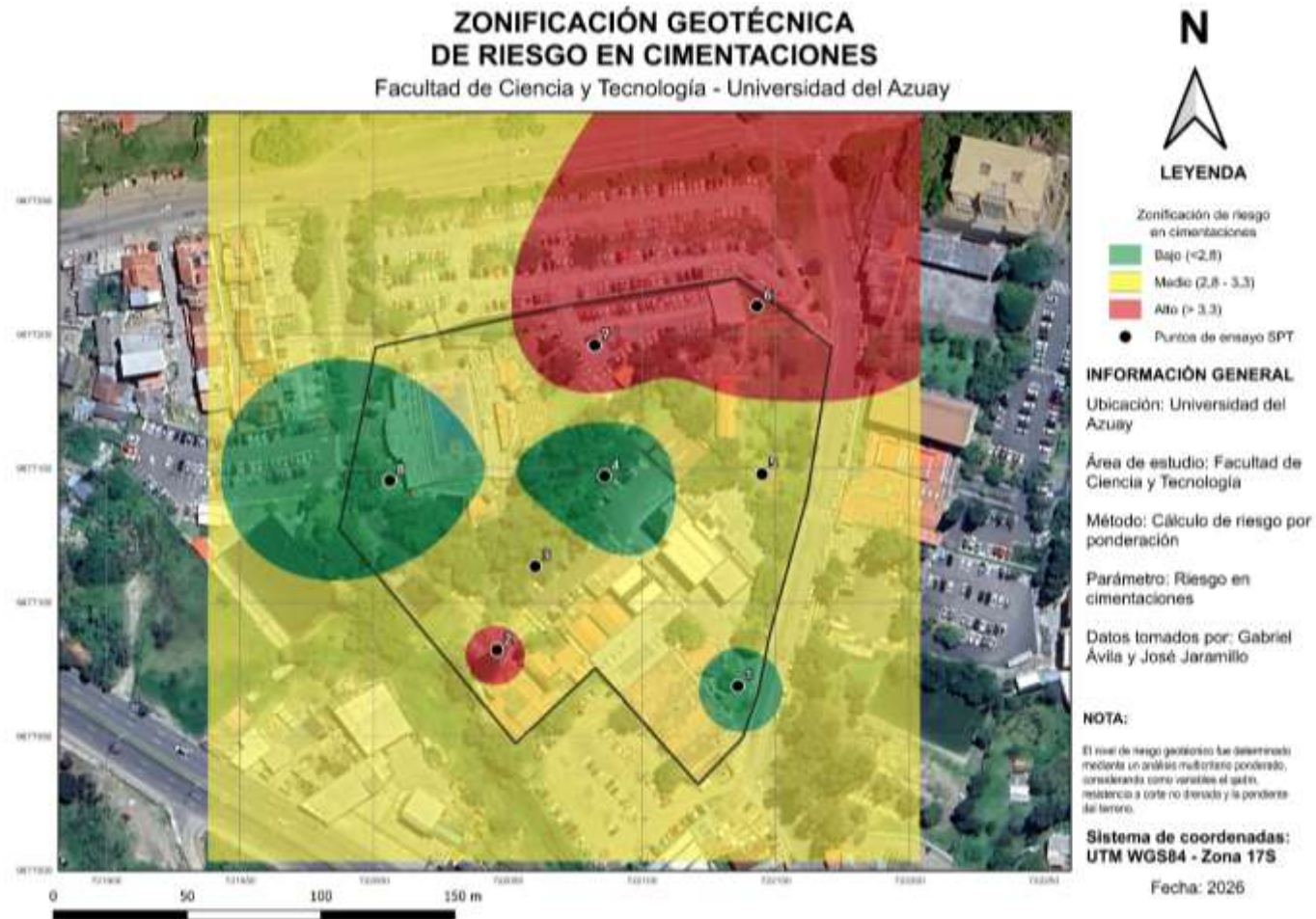
Los resultados representados en la Figura 3-9 revelan una morfología compleja y altamente heterogénea en el polígono de estudio, caracterizada por una marcada alternancia espacial entre sectores de relieve relativamente plano y zonas de inclinación pronunciada, lo que refleja la dinámica geomorfológica activa que caracteriza el área de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay. Las categorías de pendiente Suave (5–12%) y Media (12–25%) predominan en el interior del polígono, particularmente en los sectores centrales donde se concentra la mayor parte de la infraestructura edificada del campus, configurando zonas de relieve ligeramente a medianamente ondulado que, en términos generales, presentan condiciones morfológicas moderadamente favorables para el emplazamiento de obras civiles. No obstante, se identifican franjas de considerable extensión clasificadas en la categoría Fuerte (40–70%), localizadas predominantemente en los bordes occidental y sur del polígono, asociadas a escarpes y taludes de marcada inclinación que incrementan significativamente la susceptibilidad del terreno a procesos de inestabilidad geotécnica. La categoría Muy Fuerte (70–100%), si bien presente en el área de estudio, ocupa sectores de menor extensión superficial, manifestándose de forma puntual y dispersa en los bordes más abruptos del polígono, donde la inclinación del terreno alcanza sus valores más críticos. De manera complementaria, se observan núcleos de pendiente Plana (0–2%) y Muy Suave (2–5%) dispersos en el interior del polígono, correspondientes a superficies horizontales asociadas a cubiertas de edificaciones, canchas deportivas y plataformas de circulación, cuya presencia en el ráster de pendientes responde a la naturaleza del MDT utilizado como insumo. La coexistencia de pendientes suaves a medias en las zonas interiores del campus con sectores de pendiente fuerte a muy fuerte en sus bordes configura un escenario geotécnico de alto contraste morfológico, que combinado con la naturaleza predominantemente arcillosa de los suelos identificados y la presencia de movimientos en masa activos documentados en el área, constituye uno de los factores determinantes de la vulnerabilidad geotécnica del polígono y debe ser considerado de manera prioritaria en la planificación de intervenciones constructivas y en el diseño de medidas de estabilización de taludes.

3.2.8 Mapa de riesgo en cimentaciones

El mapa de zonificación geotécnica de riesgo en cimentaciones constituye un producto integrador que sintetiza, mediante un análisis multicriterio ponderado, los principales parámetros geotécnicos y morfológicos que condicionan el comportamiento del subsuelo frente a cargas estructurales. La metodología empleada para su elaboración se describe en detalle en la Sección 2.1.5; no obstante, a continuación, se presenta un resumen de los procedimientos aplicados con el fin de facilitar la interpretación de los resultados.

El índice de riesgo en cimentaciones (IRC) fue calculado para cada uno de los ocho puntos de ensayo SPT a partir de tres variables: la capacidad portante admisible (q_{adm}), la resistencia a corte no drenada (S_u) y la pendiente del terreno, cuyos valores individuales fueron obtenidos conforme a los procedimientos descritos en las Secciones 2.1.2, y 2.1.4 respectivamente. Dado que estas variables poseen unidades y rangos de magnitud distintos, fue necesario normalizarlas a una escala común de 1 a 5 antes de combinarlas. Para q_{adm} y S_u , cuyo incremento implica menor riesgo geotécnico, la normalización se realizó mediante interpolación lineal inversa, de modo que el valor mínimo del conjunto corresponde a la puntuación máxima de riesgo igual a 5, y el valor máximo a la puntuación mínima igual a 1. Para la pendiente del terreno, cuyo incremento implica mayor riesgo, la normalización se realizó mediante una regla de tres directa, asignando al valor máximo registrado la puntuación de 5. El IRC de cada punto fue calculado como la suma ponderada de las tres variables normalizadas, conforme a la Ecuación 2-7. Los índices resultantes, expresados en la escala de 1 a 5, fueron clasificados en tres niveles de riesgo mediante el método de intervalos iguales, que divide el rango total de la escala en segmentos de amplitud constante, garantizando una partición objetiva y reproducible de los datos. Los rangos definidos se presentan en la Tabla 3-5.

Figura 3-10: Mapa de riesgo en cimentaciones



Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del IRC calculado para cada punto de ensayo y su distribución espacial interpolada mediante el método IDW en el entorno SIG del software QGIS se presentan en la Figura 3-10. Del análisis de los ocho puntos de ensayo, únicamente dos fueron clasificados en la categoría de Riesgo Medio: los puntos N.º 3 y N.º 5, con índices de 3.03 y 3.12 respectivamente, ambos comprendidos dentro del intervalo (2.8 - 3.3). Tres puntos presentaron condiciones de Riesgo Alto: el punto N.º 6, con el índice más elevado del conjunto (3.92), el punto N.º 7, con un índice de 3.70, y el punto N.º 2, con un índice de 3.37; en los tres casos, la clasificación responde a la combinación desfavorable de una baja capacidad portante admisible, una reducida resistencia a corte no drenada y una pendiente del terreno relativamente elevada. El punto N.º 6 constituye el sector de mayor vulnerabilidad geotécnica para cimentaciones dentro del polígono de estudio, cuya influencia espacial se manifiesta cartográficamente como una zona roja de extensión significativa en el sector norte del mapa, que confluye hacia el sector sur-occidental con la zona de influencia del punto N.º 2. Los puntos N.º 1, N.º 4 y N.º 8, con índices de 2.76, 2.20 y 2.41 respectivamente, presentaron las condiciones más favorables del área, clasificados como Riesgo Bajo, lo que refleja que la mayor resistencia mecánica del subsuelo en el sector central-occidental del polígono compensa la influencia de los demás factores en el índice final.

De esta forma, el mapa evidencia que las zonas de mayor riesgo se concentran en el sector norte y noreste del polígono, coincidiendo espacialmente con los sectores de menor capacidad portante y mayor inclinación del terreno identificados en los mapas de parámetros individuales presentados en las secciones precedentes. Esta distribución subraya la necesidad de adoptar criterios de diseño de cimentaciones diferenciados según la zona específica de emplazamiento de cada futura intervención constructiva dentro del campus universitario.

La integración de los resultados geotécnicos obtenidos permitió establecer una relación directa entre las propiedades mecánicas del subsuelo y la dinámica de inestabilidad observada dentro del polígono de estudio. Los mapas de capacidad portante admisible, resistencia a corte no drenada (S_u), NSPT y CBR evidencian que los sectores con menores parámetros geotécnicos coinciden espacialmente con las zonas donde se registraron mayores pendientes y mayores desplazamientos acumulados reportados por el IERSE.

Asimismo, la correspondencia espacial entre los vectores de desplazamiento registrados por el IERSE y las zonas clasificadas con riesgo geotécnico alto permite validar la

zonificación desarrollada en esta investigación, demostrando que los parámetros obtenidos mediante ensayos SPT y DCPT representan adecuadamente el comportamiento mecánico actual del terreno.

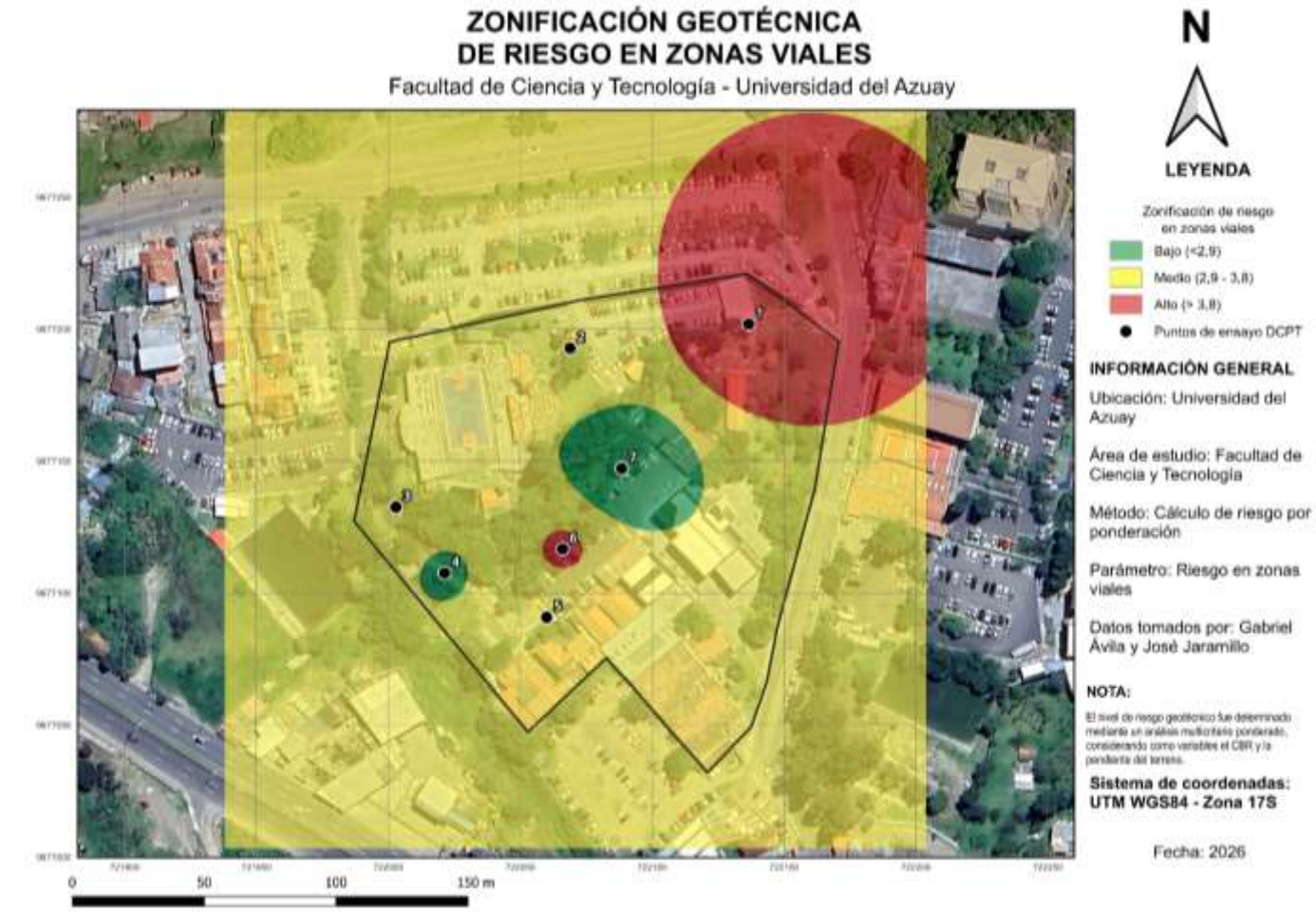
En conjunto, la integración de resultados evidencia que la problemática geodinámica presente en el sector responde a la interacción entre condiciones litológicas desfavorables, pendientes pronunciadas y propiedades mecánicas reducidas del subsuelo, factores que controlan la susceptibilidad del área frente a movimientos en masa y afectaciones progresivas en infraestructura.

3.2.9 Mapa de riesgo en zonas viales

El mapa de zonificación geotécnica de riesgo en zonas viales constituye, al igual que el mapa de riesgo en cimentaciones presentado en la Sección 3.2.8, un producto integrador derivado de un análisis multicriterio ponderado. En este caso, el índice sintetiza los parámetros geotécnicos más relevantes para evaluar el comportamiento estructural del pavimento y la capacidad de soporte de la subrasante, cuya metodología de elaboración se describe en detalle en la Sección 2.1.6. A continuación, se presenta un resumen de los procedimientos aplicados con el fin de facilitar la interpretación de los resultados.

El Índice de Riesgo en zonas Viales (IRV) fue calculado para cada uno de los siete puntos de ensayo DCPT a partir de dos variables: la capacidad de soporte de la subrasante expresada mediante el CBR, cuyos valores fueron obtenidos conforme a los procedimientos descritos en la Sección 2.1.3, y la pendiente del terreno, determinada según lo indicado en la Sección 2.1.4. Dado que ambas variables poseen naturaleza y magnitud distintas respecto al riesgo geotécnico, fueron previamente normalizadas a una escala común de 1 a 5 mediante procedimientos diferenciados: el CBR, cuyo incremento implica menor riesgo, fue normalizado mediante interpolación lineal inversa, asignando al valor máximo del conjunto la puntuación mínima de 1 y al valor mínimo la puntuación máxima de 5; mientras que para la pendiente del terreno, cuyo incremento implica mayor riesgo, se aplicó una regla de tres directa, asignando al valor máximo registrado entre los puntos DCPT una puntuación de 5 y estableciendo las demás de forma proporcional. El IRV de cada punto fue calculado como la suma ponderada de las dos variables normalizadas, conforme a la Ecuación 2-9 explicada anteriormente, donde la mayor ponderación asignada al CBR refleja su rol preponderante en la evaluación de la capacidad de soporte de la subrasante y el comportamiento estructural del pavimento. Los índices resultantes, expresados en la escala de 1 a 5, fueron clasificados en tres niveles de riesgo mediante el método de intervalos iguales, que divide el rango total de la escala en segmentos de amplitud constante, garantizando una partición objetiva y reproducible de los datos, siguiendo el mismo procedimiento metodológico descrito en la Sección 2.1.6. Los rangos definidos se presentan en la Tabla 3-6.

Figura 3-11: Mapa de riesgo en zonas viales



Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del IRV calculado para cada punto de ensayo y su distribución espacial interpolada mediante el método IDW en el entorno SIG del software QGIS se presentan en la Figura 3-11. Del análisis de los siete puntos de ensayo DCPT, tres fueron clasificados en la categoría de Riesgo Medio: los puntos N.º 2, N.º 3 y N.º 5, con índices de 3.46, 3.51 y 3.36 respectivamente, todos comprendidos dentro del intervalo 2.9–3.8, lo que indica que la combinación de una capacidad de soporte de la subrasante moderada con la pendiente del terreno configura condiciones geotécnicas que requieren atención en el diseño de infraestructura vial, sin alcanzar en estos sectores un nivel crítico. Dos puntos presentaron condiciones de Riesgo Alto: el punto N.º 1, con el índice más elevado del conjunto (4.73), y el punto N.º 6, con un índice de 3.94; en ambos casos, la clasificación responde a la combinación desfavorable de un CBR reducido y una pendiente del terreno elevada, siendo el punto N.º 1 el sector de mayor vulnerabilidad geotécnica vial dentro del polígono de estudio, cuya influencia espacial se manifiesta cartográficamente como una zona roja de extensión significativa en el sector noreste del mapa. En sentido opuesto, los puntos N.º 4 y N.º 7 presentaron las condiciones más favorables del conjunto, clasificados como Riesgo Bajo con índices de 2.78 y 1.93 respectivamente; el punto N.º 7 destaca de manera particular al registrar el CBR más elevado de todos los puntos analizados (18.39%). En conjunto, el mapa evidencia que las zonas de mayor riesgo vial se concentran en el sector noreste del polígono, coincidiendo espacialmente con los sectores de menor capacidad de soporte de la subrasante y mayor inclinación del terreno identificados en los mapas de parámetros individuales presentados en las secciones precedentes. Esta distribución espacial del riesgo constituye una herramienta fundamental para la planificación y el diseño de intervenciones en la infraestructura vial del campus universitario, permitiendo priorizar los sectores de mayor vulnerabilidad geotécnica en futuros proyectos de mantenimiento o construcción de vías.

Durante la campaña de investigación geotécnica de campo se identificaron visualmente fisuras en la superficie del pavimento del parqueadero en las inmediaciones de los puntos de ensayo N.º 6 y N.º 7, las cuales constituyen indicadores geomorfológicos de procesos de deformación superficial activos, posiblemente asociados a movimientos en masa como se mencionó en la sección 1.3.3. Dado que estas manifestaciones no fueron incorporadas como variable en el modelo de ponderación del IRV, el índice calculado para dichos puntos podría subestimar el nivel de riesgo geotécnico real en estos sectores. Por lo tanto, con independencia de la categoría asignada por el modelo cuantitativo, los sectores

correspondientes a estos puntos requieren monitoreo continuo, análisis geotécnico complementario de estabilidad superficial y la implementación de medidas de control preventivo antes de cualquier intervención constructiva o de rehabilitación vial, a fin de garantizar la seguridad de la infraestructura existente y futura del campus universitario.

4 Conclusiones

La presente investigación constituye un estudio integral de zonificación geotécnica desarrollado principalmente en el campus de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, en la ciudad de Cuenca – Ecuador. A partir de la articulación metodológica entre la exploración in situ (ocho perforaciones SPT y siete ensayos DCPT), los ensayos de caracterización en laboratorio, el procesamiento de un Modelo Digital de Terreno y la representación cartográfica en SIG mediante interpolación IDW ($p = 2$), se derivan las conclusiones que se exponen a continuación, las cuales constituyen el cierre técnico del trabajo y la base para las recomendaciones formuladas.

Sobre el contexto geológico-geomorfológico y la dinámica activa del terreno. El campus se asienta sobre depósitos correspondientes a las Formaciones Mangán y Turi, en una configuración litológica que combina lutitas, arcillas y areniscas con coluviones de espesor variable, generando un subsuelo heterogéneo cuya respuesta mecánica está fuertemente condicionada por las variaciones de humedad. Esta condición geológica, sumada a la clasificación sísmica del sector (Zona Sísmica II, $Z = 0.25g$, perfil de suelo tipo D según NEC, 2015) y a los vectores de desplazamiento documentados por el IERSE entre 2021 y 2025 (con magnitudes acumuladas entre 0.21 m y 0.30 m), confirma que el terreno no constituye un dominio estático, sino un sistema geodinámicamente activo cuya caracterización geotécnica resulta indispensable para cualquier intervención futura.

Respecto a la caracterización geotécnica del subsuelo. Los ensayos de clasificación revelan un perfil predominantemente arcilloso de alta plasticidad (CH según SUCS; A-7-6 según AASHTO), con contenidos de finos superiores al 82%, límites líquidos entre 62% y 67% e índices de plasticidad entre 25% y 38%. Esta condición confiere al suelo una alta susceptibilidad a cambios volumétricos por variaciones de humedad, lo que lo cataloga como un material crítico para el desempeño tanto de cimentaciones como de pavimentos. La distribución espacial del NSPT a 2 m evidencia una heterogeneidad marcada, con un núcleo de mayor compacidad en torno al punto N.º 4 (30 golpes, categoría Muy firme) y

una anomalía negativa significativa en el punto N.º 7 (4 golpes, categoría Media). Esta heterogeneidad se refleja directamente en la capacidad portante admisible (q_{adm}), que oscila entre valores Muy Bajos ($< 1 \text{ kg/cm}^2$ en los entornos de los puntos N.º 2 y N.º 7) y Muy Altos ($> 4 \text{ kg/cm}^2$ en el punto N.º 4), así como en la resistencia a corte no drenada (Su), con núcleos Altos ($> 100 \text{ kPa}$) en los puntos N.º 4 y N.º 8 y un mínimo Muy Bajo ($< 30 \text{ kPa}$) en el punto N.º 7. En conjunto, estos resultados invalidan la posibilidad de adoptar parámetros geotécnicos uniformes para el diseño en el conjunto del polígono.

En cuanto al mapa de pendientes y su rol como variable morfológica determinante. El análisis morfométrico desarrollado a partir del MDT mediante el algoritmo de gradiente de QGIS evidencia un escenario de alto contraste topográfico dentro del polígono de estudio. Las categorías Suave (5–12%) y Media (12–25%) predominan en los sectores centrales, donde se concentra la infraestructura edificada del campus, configurando condiciones moderadamente favorables para el emplazamiento de obras civiles. No obstante, se identifican franjas extensas de la categoría Fuerte (40–70%) en los bordes occidental y sur del polígono, así como sectores puntuales de pendiente Muy Fuerte (70–100%) asociados a escarpes y taludes críticos. Esta coexistencia de relieves suaves interiores con bordes de fuerte inclinación, combinada con la naturaleza arcillosa de los suelos y la presencia de movimientos en masa documentados, constituye uno de los factores determinantes en la conformación de los índices de riesgo y debe considerarse de manera prioritaria en cualquier proyecto de estabilización de taludes o expansión constructiva.

Como consecuencia de lo analizado, se procedió con la zonificación geotécnica de riesgo en cimentaciones (IRC). El mapa integrador del IRC, calculado mediante análisis multicriterio ponderado (q_{adm} : 0.40; Su: 0.30; pendiente: 0.30) y representado cartográficamente mediante interpolación IDW, identifica con claridad la distribución espacial de la vulnerabilidad geotécnica en el polígono. Tres puntos se clasificaron como Riesgo Alto (IRC > 3.3): el punto N.º 6 (3.92), el punto N.º 7 (3.70) y el punto N.º 2 (3.37), configurando una zona crítica continua que se extiende por el sector norte y noreste del polígono y que presenta una prolongación hacia el sur-occidente por influencia del punto N.º 2. Dos puntos se clasificaron como Riesgo Medio (IRC entre 2.8 y 3.3): N.º 3 (3.03) y N.º 5 (3.12), representando sectores de transición que requieren análisis específicos previos al diseño. Tres puntos se clasificaron como Riesgo Bajo (IRC < 2.8): N.º 1 (2.76), N.º 4 (2.20) y N.º 8 (2.41), concentrados en el sector central-

occidental, donde la mayor resistencia mecánica del subsuelo compensa los demás factores. Esta zonificación implica que las cimentaciones superficiales convencionales son técnicamente viables únicamente en el sector central-occidental con desplante mínimo de 1.5 m, mientras que en el sector norte-noreste el diseño deberá contemplar cimentaciones profundas, mejoramiento del suelo o rediseños arquitectónicos que reduzcan las cargas transmitidas.

De la misma forma, se destaca la zonificación geotécnica de riesgo en zonas viales (IRV). El mapa del IRV, construido a partir del CBR (peso 0.60) y la pendiente (peso 0.40), confirma que la infraestructura vial del campus presenta condiciones críticas concentradas en el sector noreste. Dos puntos se clasificaron como Riesgo Alto (IRV > 3.8): el punto N.º 1 (4.73), que constituye el sector de mayor vulnerabilidad vial del polígono, y el punto N.º 6 (3.94); ambos registran la combinación desfavorable de un CBR reducido y pendientes elevadas, generando una mancha roja de extensión significativa en el sector del parqueadero superior. Tres puntos se clasificaron como Riesgo Medio (IRV entre 2.9 y 3.8): N.º 2 (3.46), N.º 3 (3.51) y N.º 5 (3.36). Dos puntos se clasificaron como Riesgo Bajo (IRV < 2.9): N.º 4 (2.78) y N.º 7 (1.93). La generalización de valores de CBR inferiores al 10% en seis de los siete puntos DCPT impone, como criterio técnico ineludible, que cualquier proyecto de pavimentación o rehabilitación vial dentro del polígono incorpore un proceso previo de mejoramiento o estabilización de la subrasante.

Sobre la incertidumbre asociada al punto N.º 7 en el IRV. Resulta particularmente relevante señalar que, si bien el punto N.º 7 fue clasificado como Riesgo Bajo en el mapa del IRV (índice de 1.93) en virtud del valor anómalamente alto de CBR registrado (18.39%, el más elevado del conjunto), durante la campaña de campo se identificaron visualmente fisuras en la superficie del pavimento del parqueadero en las inmediaciones de dicho punto, con aperturas que oscilaron entre 1.51 cm y 9.27 cm y rasgos morfológicos consistentes con procesos de deformación superficial activos. Estas manifestaciones no fueron incorporadas como variable en el modelo de ponderación del IRV, por lo que el índice cuantitativo subestima de manera evidente el nivel de riesgo geotécnico real en el sector. Esta aparente discrepancia entre las propiedades geotécnicas obtenidas y el comportamiento observado en superficie puede atribuirse a la complejidad geodinámica del sector, el cual se encuentra emplazado dentro de un macrodeslizamiento de gran extensión. En este contexto, los resultados de la presente investigación

representan un aporte significativo al conocimiento geotécnico superficial de la zona; sin embargo, dichos resultados no deben considerarse suficientes como único criterio para el diseño y ejecución de futuras obras civiles.

A cerca de la convergencia espacial de los índices IRC e IRV y la coherencia con la dinámica geológica observada. El cruce cartográfico entre los mapas IRC e IRV revela una convergencia técnicamente significativa: ambos índices coinciden en identificar el sector norte-noreste del polígono como la zona de mayor criticidad geotécnica, hallazgo que se consolida al superponerlo con las evidencias geomorfológicas y los vectores de desplazamiento del IERSE. Esta convergencia confirma la robustez interna del análisis multicriterio aplicado y aporta una base georreferenciada sólida para priorizar las intervenciones técnicas en dicho sector. En contraposición, el sector central-occidental, emerge como el dominio más apto para futuras edificaciones, al concentrar simultáneamente la mayor capacidad portante, la mayor resistencia a corte no drenada y condiciones de pendiente favorables.

Los mapas generados extienden la interpolación más allá del polígono de estudio con fines de apreciación visual, pero los valores resultantes en dichas zonas externas carecen de soporte empírico y deben interpretarse con cautela, dado que la incertidumbre asociada al método IDW se incrementa progresivamente con la distancia a los puntos de muestreo. Asimismo, la densidad de puntos de investigación, suficiente para una caracterización de primer nivel, resulta limitada para resolver con alta precisión la variabilidad local en sectores puntualmente críticos.

Como síntesis final, podemos concluir que el presente estudio aporta una base técnica georreferenciada, reproducible y técnicamente robusta para el diseño de cimentaciones, la planificación de infraestructura vial y la gestión integral del riesgo geotécnico en el campus de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay. La integración metodológica entre la exploración in situ (SPT y DCPT), los ensayos de laboratorio, las correlaciones empíricas reconocidas internacionalmente (Bowles, Meyerhof, Salgado, Kleyn–Van Heerden) y la cartografía SIG bajo el sistema UTM WGS84 Zona 17S confiere a la investigación un nivel de rigor acorde con las exigencias de la ingeniería geotécnica contemporánea y con los estándares de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Los productos finales, que consisten en cuatro mapas de parámetros (NSPT, q_{adm} , S_u , CBR), un mapa morfológico de pendientes y dos mapas integradores de riesgo (IRC e IRV) constituyen un instrumento técnico de consulta obligatoria para

futuras intervenciones en el campus y un insumo replicable para estudios análogos en otros sectores del valle interandino con condiciones geológicas comparables. En consecuencia, la zonificación desarrollada debe interpretarse como una herramienta de planificación y referencia geotécnica preliminar, mas no como un sustituto de investigaciones geotécnicas particulares requeridos para el diseño definitivo de obras dentro de un entorno geomorfológicamente inestable.

5 Recomendaciones

Las recomendaciones que se presentan a continuación se derivan directamente de los resultados obtenidos durante la investigación y de las limitaciones metodológicas inherentes al alcance del estudio. Están dirigidas a los responsables técnicos de la Universidad del Azuay, así como a futuros investigadores que pretendan profundizar o ampliar el conocimiento geotécnico del campus. Cada recomendación responde a una necesidad técnica concreta, identificada a partir del análisis integral de los datos de campo, laboratorio y zonificación.

Con respecto al diseño y planificación de nuevas edificaciones, se recomienda adoptar el mapa de zonificación de qadm como instrumento de consulta obligatoria previo a cualquier proyecto de construcción dentro del polígono de estudio. Específicamente, en las zonas clasificadas como Muy Baja capacidad portante ($< 1 \text{ kg/cm}^2$), correspondientes a los sectores periféricos del área y al entorno del punto N.º 2, se deberá contemplar el uso de cimentaciones reforzadas, la mejora del suelo, o el rediseño arquitectónico que minimice las cargas transmitidas al terreno. Para los sectores de capacidad Media a Muy Alta (puntos N.º 3, N.º 4 y N.º 8), las cimentaciones superficiales tipo zapata corrida o aislada resultan técnicamente viables, siempre que el desplante se efectúe a una profundidad no menor a 1.5 m, garantizando así la superación de los estratos más superficiales y orgánicos que presentan menor rigidez.

En relación con la infraestructura vial y los pavimentos del campus, los valores de CBR obtenidos (predominantemente inferiores al 10% en seis de los siete puntos DCPT evaluados) evidencian una subrasante de capacidad portante relativa insuficiente para soportar las cargas vehiculares típicas de un campus universitario sin intervención previa. Por ello, se recomienda que cualquier proyecto de pavimentación o rehabilitación vial dentro del área de estudio contemple, como medida técnica indispensable, el

mejoramiento de la subrasante mediante la sustitución parcial del suelo natural por material de mejora (base y subbase). El espesor de la capa de mejoramiento deberá determinarse mediante un análisis de diseño estructural de pavimento (AASHTO 93 o método mecanístico-empírico), utilizando los valores de CBR de diseño obtenidos en este estudio como parámetro de entrada de la subrasante. Se recomienda también el uso del ensayo DCPT como herramienta de control de calidad durante la ejecución del mejoramiento, dado su bajo costo, rapidez de operación y la disponibilidad de la correlación Kley–Van Heerden ya calibrada en el presente estudio.

Respecto a la estabilidad de laderas y el monitoreo geotécnico, la presencia de suelos CH de alta plasticidad, con índices plásticos entre el 25% y el 38%, y la documentación de movimientos de masa en el campus a través de los vectores de desplazamiento del IERSE, determinan la necesidad de mantener y mejorar el sistema de monitoreo geotécnico permanente en el área de estudio. Se recomienda la instalación de inclinómetros en los taludes de mayor pendiente dentro del polígono, particularmente en el sector occidental donde se concentran las menores resistencias del suelo, así como la instalación de piezómetros para el seguimiento de los niveles freáticos y las presiones de poros en períodos de alta precipitación. Los registros del IERSE deben ser integrados formalmente en este sistema de monitoreo, estableciendo umbrales de alerta técnicos que activen protocolos de respuesta institucional ante desplazamientos acumulados que superen los parámetros de seguridad definidos.

En cuanto a las limitaciones metodológicas del presente estudio, se reconoce que la densidad de puntos de investigación (ocho perforaciones SPT y siete ensayos DCPT en un polígono de 23.700 m²) resulta suficiente para una caracterización general de primer nivel, pero insuficiente para resolver con alta precisión la variabilidad local del subsuelo en sectores críticos. En consecuencia, se recomienda que, previo al diseño definitivo de cualquier obra de importancia dentro del campus, se ejecuten investigaciones geotécnicas específicas de sitio con mayor densidad de puntos y mayor profundidad, incluyendo ensayos de laboratorio avanzados como consolidación unidimensional (ASTM D2435), compresión triaxial no consolidada no drenada (UU, ASTM D2850) y ensayos de permeabilidad, que permitan caracterizar el comportamiento de los suelos arcillosos bajo condiciones de carga representativas de cada proyecto particular.

Debido a que el presente estudio se desarrolló con 8 puntos SPT y 7 puntos DCPT distribuidos dentro del polígono analizado, los resultados obtenidos representan una

aproximación geotécnica del comportamiento del terreno; sin embargo, la variabilidad espacial propia de los depósitos coluviales y de las formaciones geológicas presentes puede generar cambios locales no detectados entre puntos de muestreo. Por ello, se recomienda que futuras investigaciones complementen la red de exploración geotécnica mediante un mayor número de ensayos y monitoreos continuos, con el fin de reducir la incertidumbre espacial y mejorar la representatividad estadística de los parámetros utilizados en la zonificación.

Desde el punto de vista de la ampliación de la investigación geotécnica, se recomienda integrar métodos de prospección geofísica (específicamente la tomografía eléctrica resistiva (TER) y la medición de velocidades de ondas de corte mediante el ensayo MASW) como complemento a los ensayos in situ realizados. Estos métodos permiten obtener una imagen continua y profunda del subsuelo sin necesidad de perforación, posibilitando la detección de discontinuidades, niveles freáticos colgados y variaciones litológicas que los ensayos puntuales no logran resolver con suficiente resolución espacial. La combinación de los datos geofísicos con los perfiles estratigráficos ya obtenidos permitiría calibrar modelos tridimensionales del subsuelo de alta confiabilidad, aplicables tanto a análisis de estabilidad dinámica ante sismos como a modelos de flujo de agua subterránea. Este enfoque integrado ha sido validado en estudios similares en la región andina, como los trabajos de zonificación microgeotécnica y sísmica en ciudades ecuatorianas, y representa la evolución natural de la presente investigación hacia niveles de detalle más elevados.

Finalmente se recomienda, asimismo, que los mapas de zonificación geotécnica generados en este estudio sean incorporados formalmente en el Sistema de Información Geográfica institucional de la Universidad del Azuay, con actualizaciones periódicas a medida que se disponga de nuevos datos provenientes de investigaciones de campo. Esto no solo garantizará la trazabilidad y disponibilidad de la información técnica para futuros proyectos, sino que también permitirá la integración progresiva de capas de información complementarias (como de drenaje superficial, de uso del suelo y de vulnerabilidad sísmica) enriqueciendo el análisis multicriterio aplicable a la gestión del riesgo institucional. La publicación de los resultados en formato de datos abiertos y georreferenciados contribuirá además al avance del conocimiento geotécnico de la ciudad de Cuenca, dado que el campus universitario constituye un sector de relevancia para la comprensión de la dinámica de suelos en el contexto del valle interandino.

Referencias

- Aguayo, G., Pico, M., Moran, C., 700, K. A., Antonio, A., Macias Pico, C. J., & Arturo, K. (2025). Evaluation of landslide-susceptible soils using geological, geophysical, and geotechnical data at the Pajita site in Manabí. *SAGA*, 2, 700–714. <https://doi.org/10.63415/saga.v2i3.241>
- Anexo técnico sobre ensayo CBR. (s.f.).
- ASTM International. (2024). *ASTM D6066: Practice for determining the normalized penetration resistance of sands for evaluation of liquefaction potential*. <https://doi.org/10.1520/D6066>
- ASTM International. (2023). *ASTM D6951: Test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications*. https://doi.org/10.1520/D6951_D6951M-18R23
- Ávila, A. (2004). *Mecánica de suelos*. Universidad Central del Ecuador. https://es.scribd.com/document/408118554/Libro-meca-nica-de-suelos-corregido2-docx#google_vignette
- Ávila Cabrera, F. A. (2020). *Identificación de fallas geológicas en la vía Girón-Pasaje (Azuay) y sus problemas geotécnicos* [Tesis de maestría, Universidad Central del Ecuador]. <https://www.dspace.uce.edu.ec/server/api/core/bitstreams/ecad4c47-35e6-4f4c-8e02-e534899be0d6/content>
- Ayala-Cabrera, K., Vera-Muentes, B., Morante-Carballo, F., Briones-Bitar, J., Solórzano, J., & Carrión-Mero, P. (2022). Caracterización geotécnica mediante la correlación geológica-geofísica de un área piloto para la planificación territorial de la ZEDE en la ESPOL, Guayaquil-Ecuador. *Sustainability*, 14. <https://www.dspace.espol.edu.ec/retrieve/4fb9fce8-86f1-473b-9943-8925a7e8deef/T-70537.pdf>
- Burnham, T. R. (1997). *Application of the dynamic cone penetrometer to Minnesota Department of Transportation pavement assessment procedures*.

Minnesota Department of Transportation.

https://www.dot.state.mn.us/materials/researchdocs/A_97_19.pdf

Byrne Looby Partners. (s.f.). *Geotechnical interpretative report on site investigation*.

Universidad del Azuay. CIVIL UDA. (2023). *Informe estructural del edificio C1 de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay-Cuenca*.

CLIRSEN, MAGAP, & SIGAGRO. (2011). *Memoria técnica: Evaluación de tierras por su capacidad de uso, cantón Guayaquil. Proyecto: “Generación de geoinformación para la gestión del territorio a nivel nacional escala 1:25 000”*.

Das, B. M. (2009). *Shallow foundations: Bearing capacity and settlement*. CRC Press Taylor & Francis Group. <https://staff-old.najah.edu/sites/default/files/Shallow%20foundations,%20bearing%20capacity%20%5B1%5D....Das-2009.pdf>

Ferguson, N., & Gautreau, E. I. G. (2021). *Quality control/assurance on base course and embankment with the dynamic cone penetrometer*. Louisiana Transportation Research Center. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/60544/dot_60544_DS1.pdf

GEOESTUDIOS S.A. (2017). *Estudio de microzonificación sísmica y geotécnica de la ciudad de Esmeraldas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015: Capítulo 10. Manual práctico para la caracterización geológica, geotécnica y sísmica de la ciudad de Esmeraldas*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. <https://esmeraldas.gob.ec/Servicios%20de%20Direccion%20de%20Riesgo/s/Estudio-Microzonificaci%C3%B3n-S%C3%ADsmica.pdf>

He, L., Jiao, Y., Zhang, Y., Zheng, F., Peng, H., & Ranjith, P. G. (2024). Innovative geological-geotechnical zoning framework for urban planning: Wuhan’s experience. *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, 10(1). <https://doi.org/10.1007/s40948-024-00830-5>

- Mondragón Zurita, A. O. (2022). *Estimación de la capacidad portante de un suelo cohesivo a través del ensayo SPT, elementos finitos y métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof* [Tesis de grado].
<https://repositorio.upn.edu.pe/backend/api/core/bitstreams/f37fcedb-21a0-4f6b-87df-4036cafb7312/content>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Peligro sísmico diseño sismo resistente*.
<https://inmobiliariadja.wordpress.com/nec-2015/>
- Proyecto PRECUPA. (1998). *Prevención de desastres naturales en la Cuenca del Paute*.
- QGIS Development Team. (2024). Graduated renderer. En *QGIS User Guide* (Versión 3.44). Open Source Geospatial Foundation.
https://docs.qgis.org/3.44/en/docs/user_manual/working_with_vector/vector_properties.html#graduated-renderer
- Riquetti, I., & Riquetti, J. (2014). *Informe geotécnico: Determinación de la capacidad admisible del suelo*.
- Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill.
https://api.pageplace.de/preview/DT0400.9781351818377_A42180744/preview-9781351818377_A42180744.pdf
- Servicio Geológico Colombiano. (2017). *Guía metodológica para la zonificación de amenaza por movimientos en masa escala 1:25 000*.
[https://www2.sgc.gov.co/Archivos/GM\(2017\).pdf](https://www2.sgc.gov.co/Archivos/GM(2017).pdf)
- Shano, L., Raghuvanshi, T. K., & Meten, M. (2020). Landslide susceptibility evaluation and hazard zonation techniques: A review. *Geoenvironmental Disasters*, 7(1). <https://doi.org/10.1186/s40677-020-00152-0>
- Steinmann, M. (1997). *The Cuenca basin of southern Ecuador tectono-sedimentary history and the Tertiary Andean evolution* [Tesis doctoral].
<https://doi.org/10.3929/ethz-a-001843356>

Suárez, J. (2016). *Validación de la ecuación para cálculo de CBR a partir de plasticidad en la UPZ Ismael Perdomo de la localidad de Ciudad Bolívar* [Trabajo de grado, Universidad Militar Nueva Granada].

<https://repository.umng.edu.co/server/api/core/bitstreams/eec68b58-c942-41b9-93e1-dbc71276bb78/content>

LanammeUCR. Unidad de Materiales y Pavimentos. (2019). *Guía de diseño simplificado para pavimentos flexibles y semirrígidos de bajo volumen.*

<https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/2092/LM-PI-UMP-103-R1%20Gu%c3%ada%20Bajo%20Volumen%20Simplificado%2027-11-2019.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Anexos

Anexo A

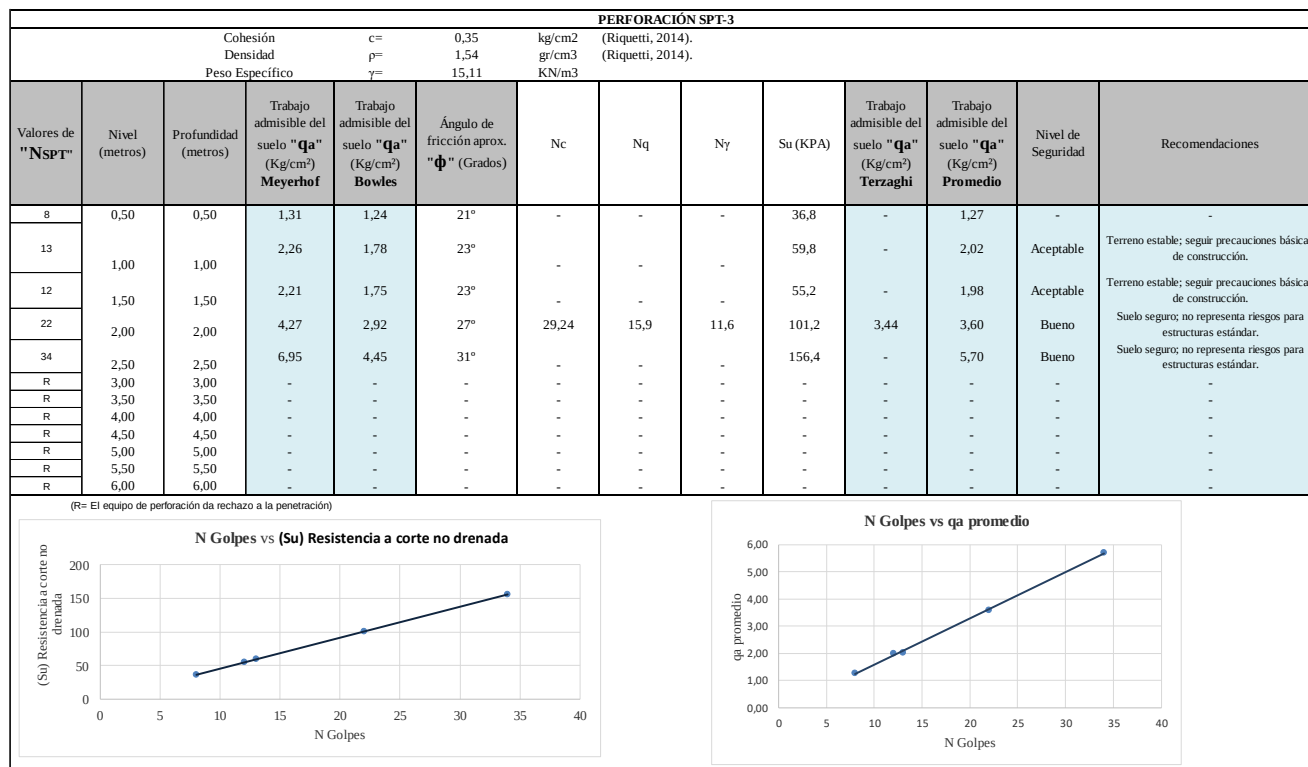
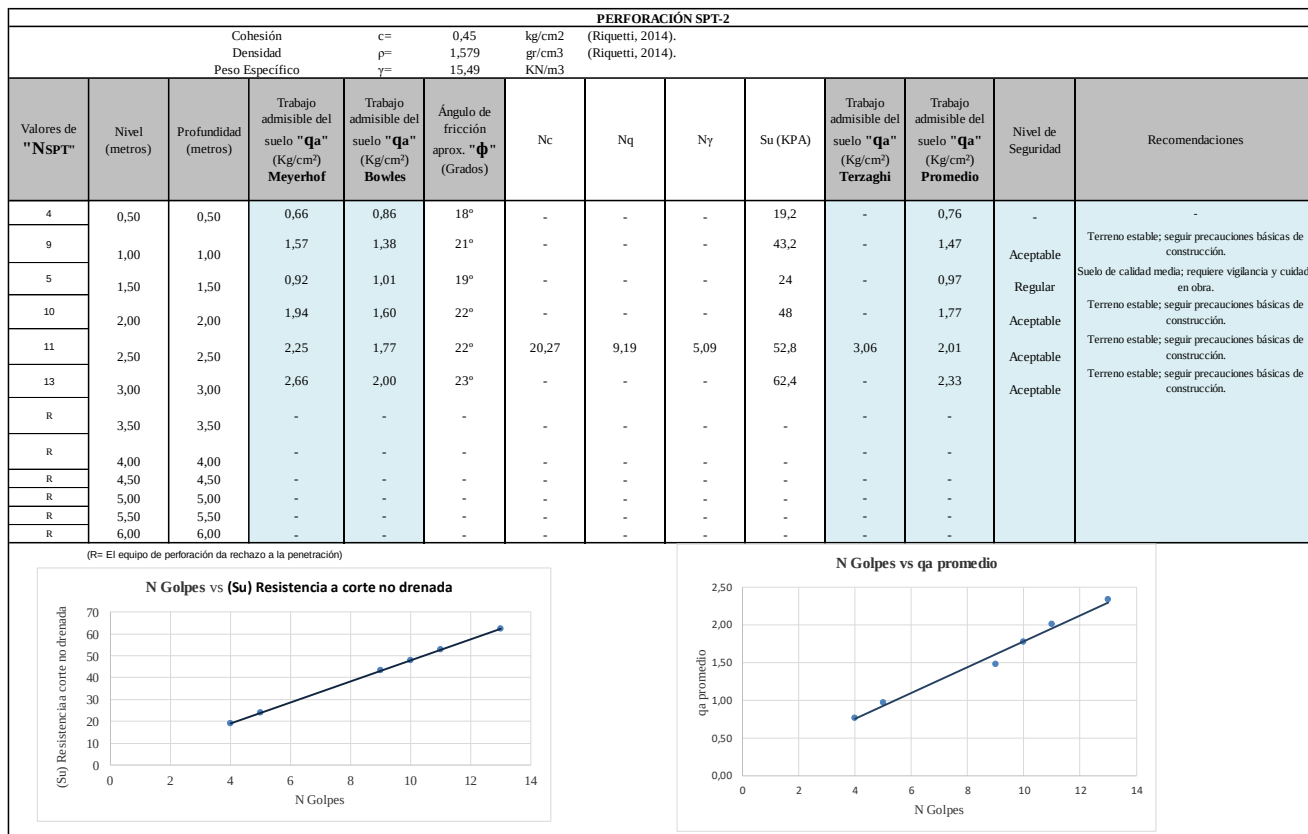
Resultados de capacidad portante admisible (q_{adm}), resistencia a corte no drenada (S_u) y ángulo de fricción (ϕ)

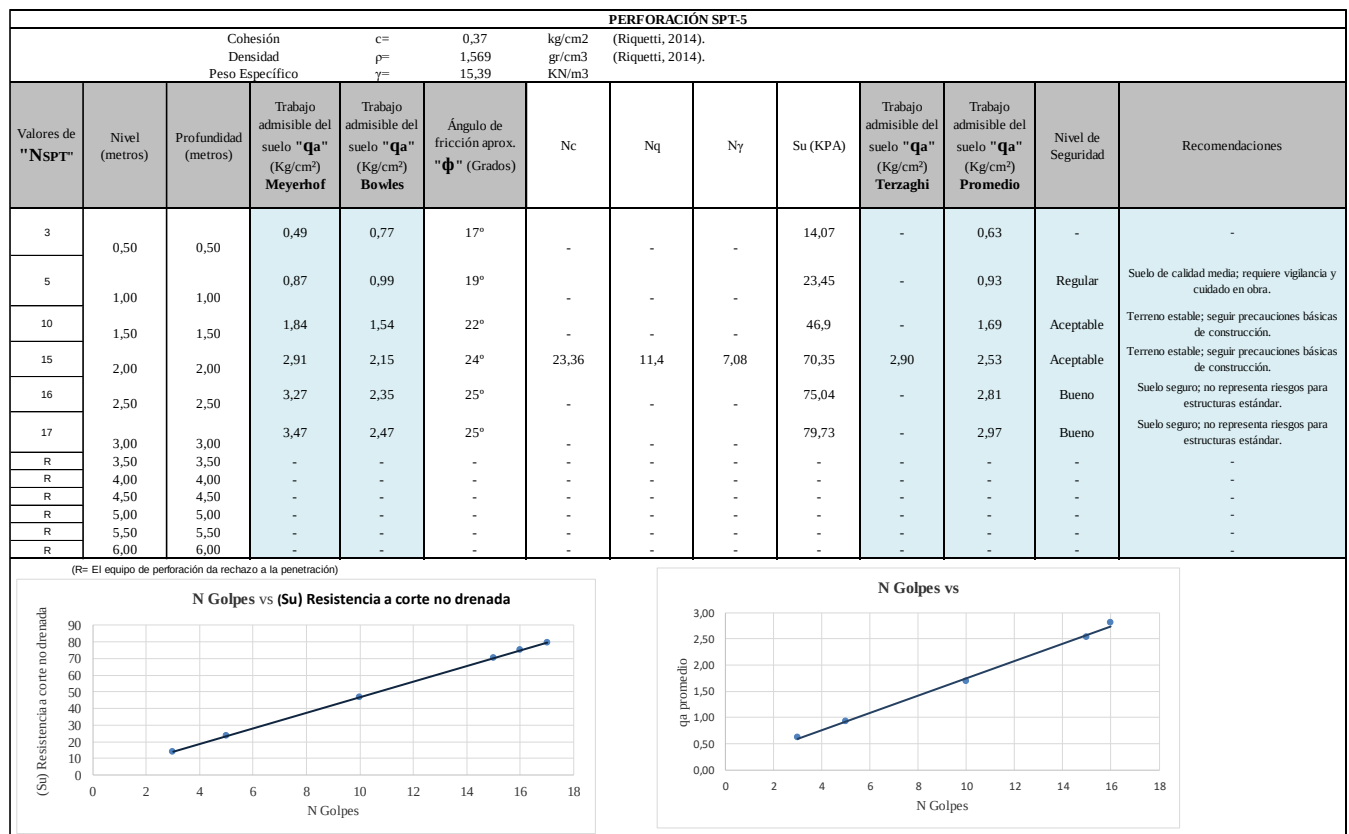
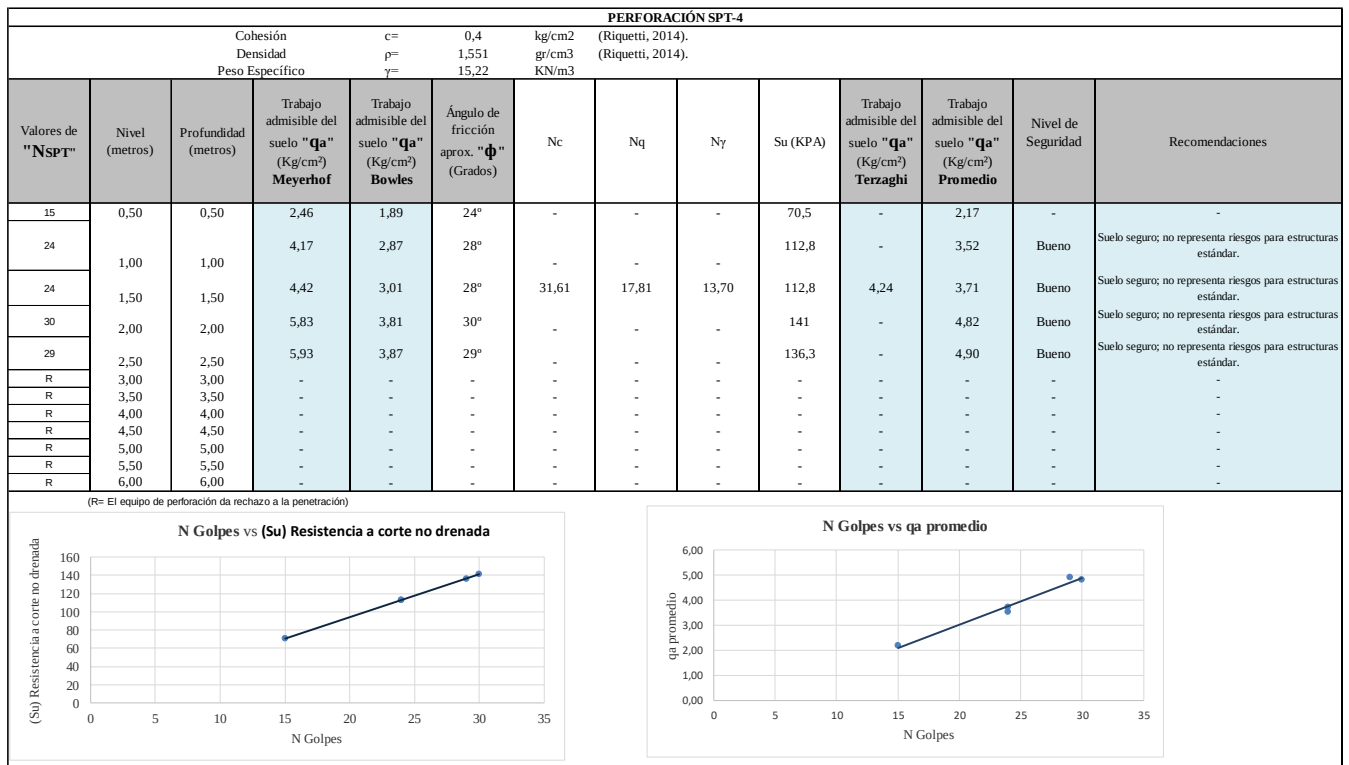
PERFORACIÓN SPT-1													
		Cohesión		$c =$		0,43		kg/cm ²		(Riquetti, 2014).			
		Densidad		$\rho =$		1,566		gr/cm ³		(Riquetti, 2014).			
		Peso Específico		$\gamma =$		15,36		KN/m ³					
Valores de "N _{SPT} "	Nivel (metros)	Profundidad (metros)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Meyerhof (Kg/cm ²)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Bowles (Kg/cm ²)	Ángulo de fricción aprox. "φ" (Grados)	N _c	N _q	N _γ	Su (KPA)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Terzaghi (Kg/cm ²)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Promedio (Kg/cm ²)	Nivel de Seguridad	Recomendaciones
7	0,50	0,50	1,15	1,14	20°	-	-	-	35	-	1,14	-	-
12	1,00	1,00	2,09	1,68	23°	-	-	-	60	-	1,88	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
14	1,50	1,50	2,58	1,96	24°	-	-	-	70	-	2,27	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
15	2,00	2,00	2,91	2,15	24°	23,36	11,4	7,08	75	3,36	2,53	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
7	2,50	2,50	1,43	1,30	20°	-	-	-	33,6	-	1,37	Regular	Suelo de calidad media; requiere vigilancia y cuidado en obra.
9	3,00	3,00	1,84	1,54	21°	-	-	-	43,2	-	1,69	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
16	3,50	3,50	3,27	2,35	25°	-	-	-	76,8	-	2,81	Bueno	Suelo seguro; no representa riesgos para estructuras estándar.
23	4,00	4,00	4,70	3,17	27°	-	-	-	110,4	-	3,93	Bueno	Suelo seguro; no representa riesgos para estructuras estándar.
R	4,50	4,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,00	5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,50	5,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	6,00	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(R= El equipo de perforación da rechazo a la penetración)

N Golpes vs (Su) Resistencia a corte no drenada

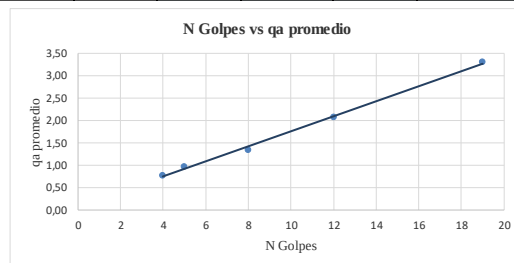
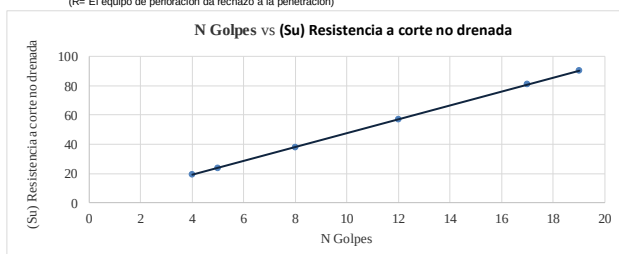
N Golpes vs q_a promedio





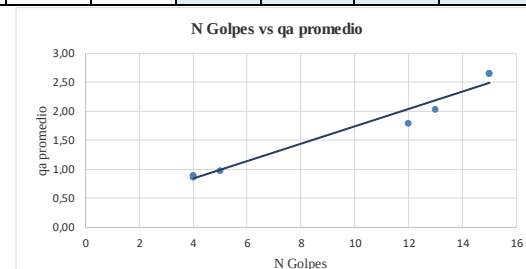
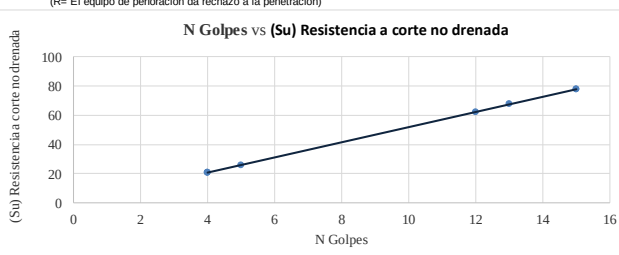
PERFORACIÓN SPT-6													
Cohesión			c=	0,41	kg/cm2	(Riquetti, 2014).							
Densidad			ρ=	1,547	gr/cm3	(Riquetti, 2014).							
Peso Específico			γ=	15,18	KN/m3								
Valores de "N _{SPT} "	Nivel (metros)	Profundidad (metros)	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Meyerhof	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Bowles	Ángulo de fricción aprox. "ϕ" (Grados)	Nc	Nq	Nγ	Su (KPA)	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Terzaghi	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Promedio	Nivel de Seguridad	Recomendaciones
4	0,50	0,50	0,66	0,86	18°	-	-	-	19	-	0,76	-	-
8			1,39	1,28	21°	-	-	-	38	-	1,34	Regular	Suelo de calidad media; requiere vigilancia y cuidado en obra.
5	1,00	1,00	0,92	1,01	19°	-	-	-	23,75	-	0,97	Regular	Suelo de calidad media; requiere vigilancia y cuidado en obra.
12	1,50	1,50	2,33	1,82	23°	-	-	-	57	-	2,07	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
19	2,00	2,00	3,88	2,70	26°	27,09	14,21	9,84	90,25	3,73	3,29	Bueno	Suelo seguro; no representa riesgos para estructuras estándar.
17	2,50	2,50	3,47	2,47	25°	-	-	-	80,75	-	2,97	Bueno	Suelo seguro; no representa riesgos para estructuras estándar.
R	3,00	3,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	3,50	3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	4,00	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	4,50	4,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,00	5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,50	5,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	6,00	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

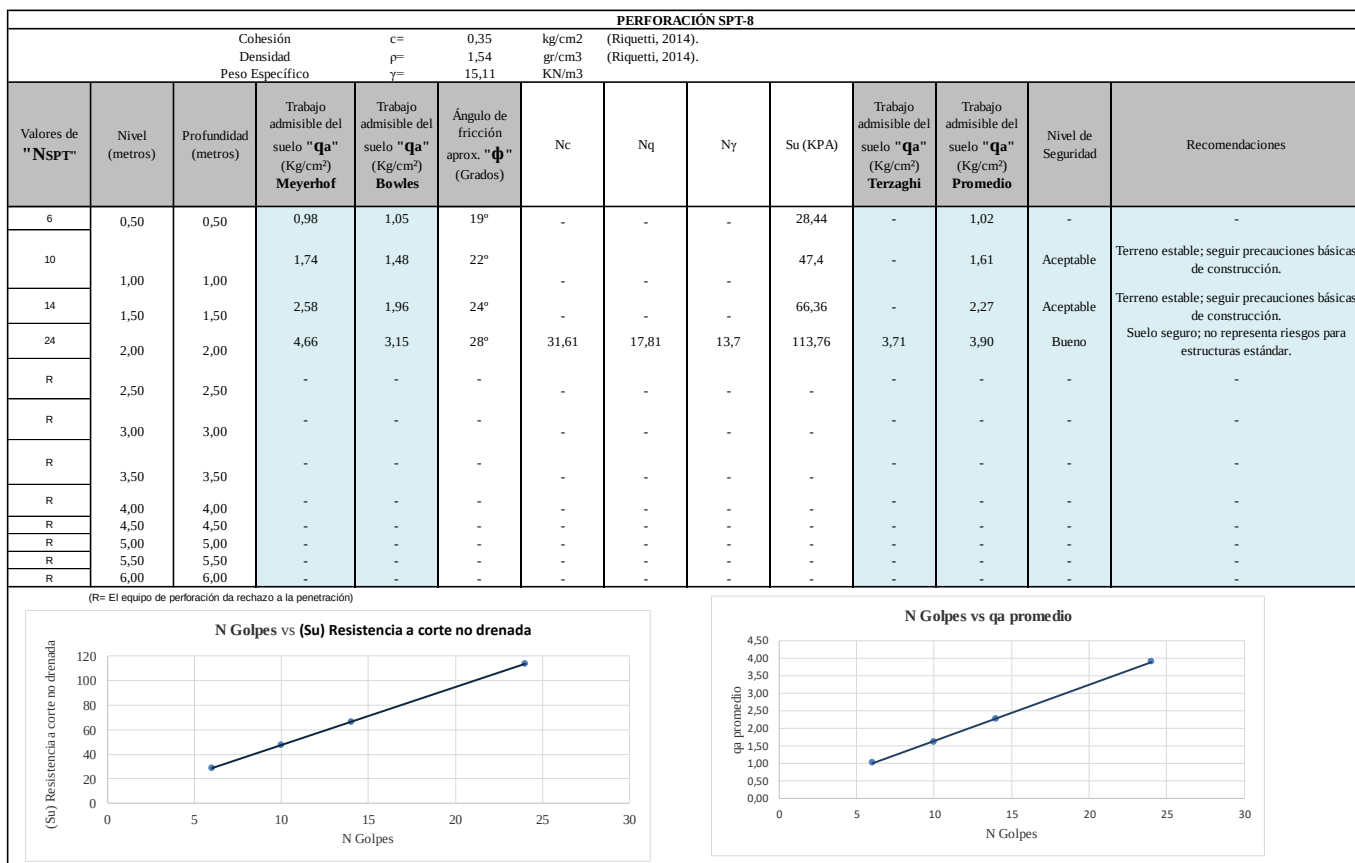
(R= El equipo de perforación da rechazo a la penetración)



PERFORACIÓN SPT-7													
Cohesión			c=	0,44	kg/cm2	(Riquetti, 2014).							
Densidad			ρ=	1,573	gr/cm3	(Riquetti, 2014).							
Peso Específico			γ=	15,43	KN/m3								
Valores de "N _{SPT} "	Nivel (metros)	Profundidad (metros)	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Meyerhof	Trabajo admisible del suelo "q _a " (Kg/cm²) Bowles	Ángulo de fricción aprox. "ϕ" (Grados)	N _c	N _q	N _γ	Su (KPA)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Terzaghi (Kg/cm²)	Trabajo admisible del suelo "q _a " Promedio (Kg/cm²)	Nivel de Seguridad	Recomendaciones
12	0,50	0,50	1,97	1,61	23°	-	-	-	62,4	-	1,79	-	-
13			2,26	1,78	23°	-	-	-	67,6	-	2,02	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
5	1,00	1,00	0,92	1,01	19°	-	-	-	26	-	0,97	Regular	Suelo de calidad media; requiere vigilancia y cuidado en obra.
4	2,00	2,00	0,78	0,93	18°	15,12	6,04	2,59	20,8	2,23	0,85	Bajo	Terreno muy deficiente; precaución por posibles asentamientos.
4			0,82	0,96	18°	-	-	-	20,8	-	0,89	Bajo	Terreno muy deficiente; precaución por posibles asentamientos.
4	3,00	3,00	0,82	0,96	18°	-	-	-	20,8	-	0,89	Bajo	Terreno muy deficiente; precaución por posibles asentamientos.
15			3,07	2,24	24°	-	-	-	78	-	2,65	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
15	4,00	4,00	3,07	2,24	24°	-	-	-	78	-	2,65	Aceptable	Terreno estable; seguir precauciones básicas de construcción.
R	4,50	4,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,00	5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	5,50	5,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R	6,00	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(R= El equipo de perforación da rechazo a la penetración)





Anexo B

Cálculo del factor f_l para cada uno de los puntos SPT

NOTA: SOLO APLICA PARA ARCILLAS					
SPT	Índice de plasticidad muestra 1	Índice de plasticidad muestra 2	f_l muestra 1	f_l muestra 2	
1	25,2	25,6	0,05	0,048	
2	25,6	-	0,048	-	
3	28,4	-	0,046	-	
4	27,2	27,8	0,047	0,0472	
5	28,0	26,8	0,0469	0,0475	
6	26,8	-	0,0475	-	
7	22,0	-	0,052	-	
8	26,7	-	0,0474	-	
					Salgado, (2008).

Anexo C

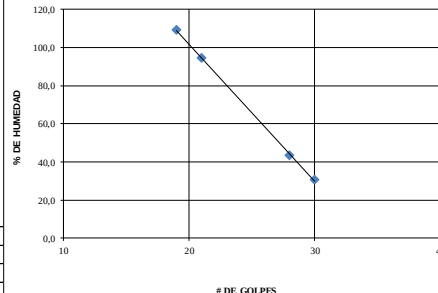
Granulometría, clasificación, límites de Atterberg, y humedad de cada punto SPT

 Laboratorio de Mecánica de Suelos Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059 metricounted@gmail.com		PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY" TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY PERF. N° : SPT 1 PROFUNDIDAD : -1,50- 2,00m FECHA: 26/02/2026		MUESTRA N° : P1-4 OPERADOR : JB	
ENSAYOS DE CLASIFICACION					
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	1,12	1	1	99	
< N°4		1	1	99	
N°8		1	1	99	
N°10	12,59	14	7	93	
N°40	5,62	19	10	90	
N°50		19	10	90	
N°100	7,33	27	14	86	
N°200	5,69	32	18	82	
< N°200			82		
TOTAL					
PESO HÚMEDO			215,92		
PESO SECO			184,29		
GRAVA			1 %		
ARENA			17 %		
FINOS			82 %		
			HUMEDAD NATURAL: 17 %		
CLASIFICACION:			LÍMITE LÍQUIDO: 63 %		
SUCS			CH		
AASHTO			A-7-6		
			ÍNDICE PLÁSTICO: 38		
			ÍNDICE DE GRUPO: 20		

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)						
N°	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	102,71	89,14	7,82	16,69	
	----	101,47	87,48	8,17	17,64	17,16

LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
	30	26,27	21,95	7,83	30,59
	28	37,81	28,96	8,54	43,34
	21	37,23	22,97	7,88	94,50
	19	25,64	16,27	7,70	109,33
					62,79

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
	----	10,62	10,11	8,03	24,52
	----	9,57	9,14	7,48	25,90
	----				25,21

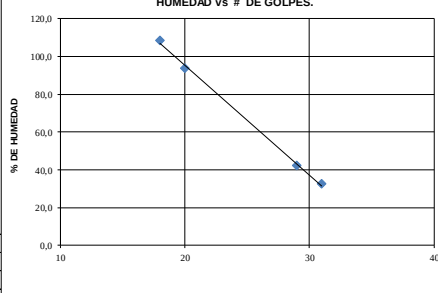
HUMEDAD vs # DE GOLPES.


 Laboratorio de Mecánica de Suelos Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059 metricounted@gmail.com		PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY" TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY PERF. N° : SPT 1 PROFUNDIDAD : -3,50- 4,00m FECHA: 26/02/2026		MUESTRA N° : P1-7 OPERADOR : JB	
ENSAYOS DE CLASIFICACION					
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	0,53	1	0	100	
< N°4		1	0	100	
N°8		1	0	100	
N°10	11,37	12	6	94	
N°40	6,14	18	10	90	
N°50		18	10	90	
N°100	8,49	27	14	86	
N°200	6,25	33	18	82	
< N°200			82		
TOTAL					
PESO HÚMEDO			218,56		
PESO SECO			186,79		
GRAVA			0 %		
ARENA			17 %		
FINOS			82 %		
			HUMEDAD NATURAL: 17 %		
CLASIFICACION:			LÍMITE LÍQUIDO: 63 %		
SUCS			CH		
AASHTO			A-7-6		
			ÍNDICE PLÁSTICO: 37		
			ÍNDICE DE GRUPO: 20		

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)						
N°	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	103,24	90,25	7,98	15,79	
	----	102,24	87,74	8,21	18,23	17,01

LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
	31	27,03	22,21	7,44	32,63
	29	37,54	28,96	8,71	42,37
	20	38,36	23,64	7,93	93,70
	18	25,31	16,1	7,62	108,61
					62,78

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
	----	10,84	10,16	8,17	34,17
	----	9,32	9,03	7,32	16,96
	----				25,56

HUMEDAD vs # DE GOLPES.




Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 2
 PROFUNDIDAD : -2.50 - 3.00m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P2-6
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 ½"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 ½"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
¾"	-	-	-	-	-
½"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	0,62	1	0	100	
< N°4		1	0	100	
N°8		1	0	100	
N°10	10,84	11	6	94	
N°40	6,14	18	9	91	
N°50		18	9	91	
N°100	7,79	25	14	86	
N°200	6,46	32	17	83	
< N°200			83		
TOTAL					

PESO HÚMEDO : 220,36
PESO SECO : 186,71

GRAVA : 0 %
ARENA : 17 %
FINOS : 83 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO	% DE HUMEDAD	%
TARRO	GOLPES					PROMEDIO
	----	103,12	89,16	8,76	17,36	
	----	101,30	86,78	9,08	18,69	18,03

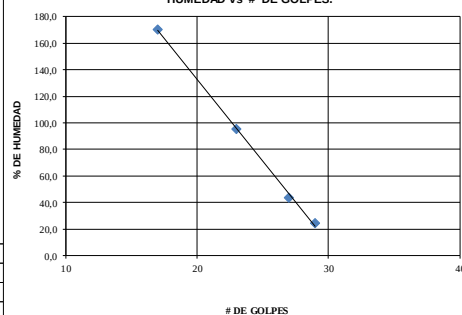
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	29	24,71	21,32	7,52	24,57
	27	33,68	26,14	8,83	43,56
	23	36,84	22,44	7,38	95,62
	17	24,85	14,38	8,23	170,24
					66,79

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,84	10,39	8,62	25,42
	----	9,86	9,33	7,28	25,85
	----				25,64

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



HUMEDAD NATURAL: **18 %**
 LÍMITE LÍQUIDO: **67 %**
 SUCS: **CH** INDICE PLÁSTICO: **41**
 AASHTO: **A-7-6** INDICE DE GRUPO: **20**



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 3
 PROFUNDIDAD : -2.00 - 2.50m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P3-5
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 ½"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 ½"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
¾"	-	-	-	-	-
½"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	0,97	1	1	99	
< N°4		1	1	99	
N°8		1	1	99	
N°10	9,68	11	6	94	
N°40	5,21	16	9	91	
N°50		16	9	91	
N°100	9,01	25	14	86	
N°200	7,92	33	18	82	
< N°200			82		
TOTAL					

PESO HÚMEDO : 205,97
PESO SECO : 182,21

GRAVA : 1 %
ARENA : 17 %
FINOS : 82 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO	% DE HUMEDAD	%
TARRO	GOLPES					PROMEDIO
	----	107,64	96,13	6,82	12,89	
	----	102,38	91,46	8,65	13,19	13,04

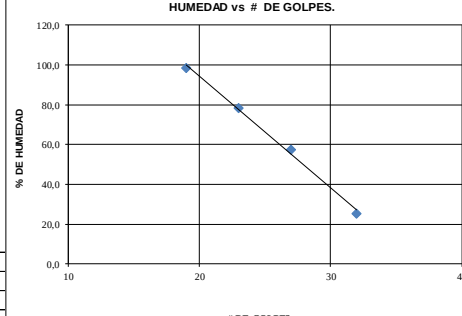
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	32	23,08	19,91	7,42	25,38
	27	32,15	23,8	9,22	57,27
	23	34,07	22,07	6,76	78,38
	19	23,43	16,07	8,60	98,53
					63,71

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,28	9,95	8,74	27,27
	----	9,23	8,81	7,39	29,58
	----				28,43

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



HUMEDAD NATURAL: **13 %**
 LÍMITE LÍQUIDO: **64 %**
 SUCS: **CH** INDICE PLÁSTICO: **35**
 AASHTO: **A-7-6** INDICE DE GRUPO: **20**



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
PERF. N° : SPT 4
PROFUNDIDAD : -1.00 - 1.50m
FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P4-3
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	2,11	2	1	99	
< N°4		2	1	99	
N°8		2	1	99	
N°10	11,26	13	7	93	
N°40	6,49	20	11	89	
N°50		20	11	89	
N°100	8,93	29	16	84	
N°200	8,01	37	20	80	
< N°200			80		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 207,51
PESO SECO 183,10

GRAVA 1 %
ARENA 19 %
FINOS 80 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	113,90	101,23	6,76	13,41	
	----	107,96	96,35	8,73	13,25	13,33

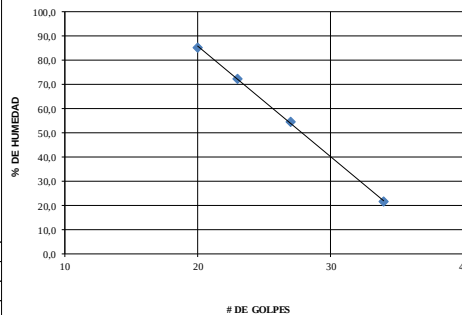
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	34	22,56	19,87	7,41	21,59
	27	31,56	23,69	9,24	54,46
	23	33,09	22,02	6,74	72,45
	20	22,56	16,14	8,61	85,26
					60,79

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	9,98	9,71	8,73	27,55
	----	9,05	8,69	7,35	26,87
	----				27,21

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



		HUMEDAD NATURAL:	13 %
		LÍMITE LÍQUIDO:	61 %
CLASIFICACION:		INDICE PLÁSTICO:	34
SUCS	CH	INDICE DE GRUPO:	20
AASHTO	A-7-6		



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
PERF. N° : SPT 4
PROFUNDIDAD : -2.00 - 2.50m
FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P4-5
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	0,39	0	0	100	
< N°4		0	0	100	
N°8		0	0	100	
N°10	12,02	12	7	93	
N°40	7,28	20	10	90	
N°50		20	10	90	
N°100	9,16	29	15	85	
N°200	7,89	37	19	81	
< N°200			81		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 215,99
PESO SECO 189,34

GRAVA 0 %
ARENA 19 %
FINOS 81 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	114,16	101,41	6,82	13,48	
	----	109,54	96,65	8,79	14,67	14,08

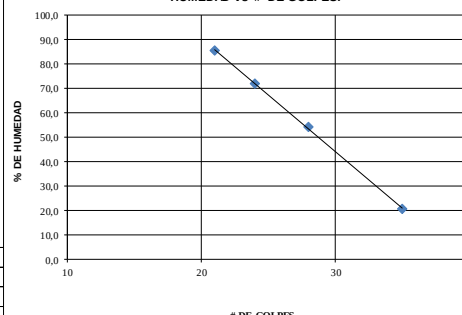
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	35	22,54	19,93	7,39	20,81
	28	31,59	23,74	9,25	54,18
	24	33,08	22,04	6,71	72,02
	21	22,58	16,13	8,59	85,54
					65,59

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,07	9,76	8,75	30,69
	----	9,13	8,77	7,33	25,00
	----				27,85

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



		HUMEDAD NATURAL:	14 %
		LÍMITE LÍQUIDO:	66 %
CLASIFICACION:		INDICE PLÁSTICO:	38
SUCS	CH	INDICE DE GRUPO:	20
AASHTO	A-7-6		



**Laboratorio de Mecánica
de Suelos**
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 5
 PROFUNDIDAD : -1.50 - 2.00m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P5-4
 OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	1,59	2	1	99	
< N°4		2	1	99	
N°8		2	1	99	
N°10	9,17	11	6	94	
N°40	6,23	17	9	91	
N°50		17	9	91	
N°100	7,71	25	13	87	
N°200	6,11	31	16	84	
< N°200			84		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 213,67
 PESO SECO 193,84

GRAVA 1 %
 ARENA 15 %
 FINOS 84 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N° TARRO	N° GOLPES	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	102,34	93,45	8,24	10,43	
	----	101,28	92,84	8,64	10,02	10,23

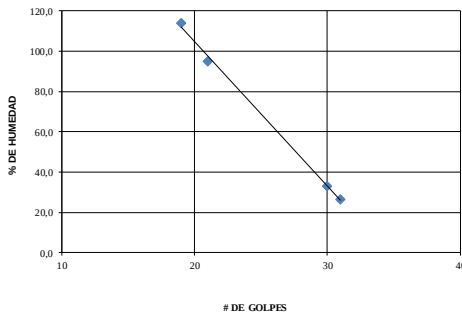
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	31	24,88	21,34	7,95	26,44	
	30	34,67	28,21	8,61	32,96	
	21	36,69	22,39	7,31	94,83	
	19	24,75	15,87	8,08	113,99	
						64,78

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,93	10,48	8,53	23,08	
	----	9,78	9,27	7,72	32,90	
	----					27,99

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



		HUMEDAD NATURAL:	10 %
		LÍMITE LÍQUIDO:	65 %
SUCS	CH	ÍNDICE PLÁSTICO:	37
AASHTO	A-7-6	ÍNDICE DE GRUPO:	20



**Laboratorio de Mecánica
de Suelos**
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 5
 PROFUNDIDAD : -2.50 - 3.00m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P5-6
 OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	0,98	1	0	100	
< N°4		1	0	100	
N°8		1	0	100	
N°10	10,93	12	6	94	
N°40	7,08	19	10	90	
N°50		19	10	90	
N°100	7,94	27	14	86	
N°200	5,98	33	17	83	
< N°200			83		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 217,14
 PESO SECO 197,06

GRAVA 0 %
 ARENA 16 %
 FINOS 83 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N° TARRO	N° GOLPES	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	102,55	93,68	7,98	10,35	
	----	101,49	92,98	8,12	10,03	10,19

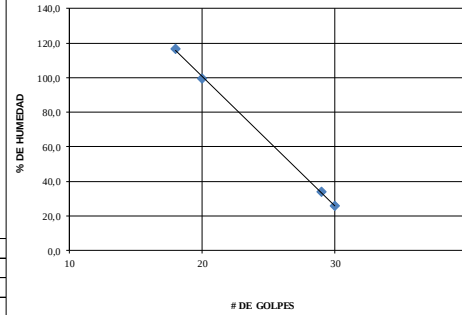
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	30	25,17	21,68	8,08	25,66	
	29	35,78	28,91	8,59	33,81	
	20	36,31	22,15	7,94	99,65	
	18	24,96	15,87	8,08	116,69	
						59,15

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,94	10,52	8,31	19,00	
	----	9,83	9,29	7,73	34,62	
	----					26,81

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



		HUMEDAD NATURAL:	10 %
		LÍMITE LÍQUIDO:	59 %
SUCS	CH	ÍNDICE PLÁSTICO:	32
AASHTO	A-7-6	ÍNDICE DE GRUPO:	20



**Laboratorio de Mecánica
de Suelos**
Teléfono: 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounted@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"

TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO

UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY

PERF. N° : SPT 6

PROFUNDIDAD : -2,00- 2,50m

FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P6-5

OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	-	-	-	-	-
3/8"	-	-	-	-	-
N°4	2,09	2	1	99	
< N°4		2	1	99	
N°8		2	1	99	
N°10	12,36	14	7	93	
N°40	8,12	23	11	89	
N°50		23	11	89	
N°100	6,49	29	15	85	
N°200	5,20	34	17	83	
< N°200			83		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 219,58

PESO SECO 197,54

GRAVA 1 %

ARENA 16 %

FINOS 83 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	N°	PESO	PESO	PESO	%	%
TARRO	GOLPES	HUMEDO	SECO	TARRO	DE HUMEDAD	PROMEDIO
	----	103,07	92,78	7,64	12,09	
	----	102,73	93,96	8,26	10,23	11,16

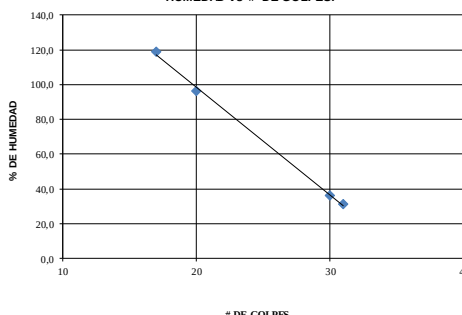
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	31	26,14	21,83	7,95	31,05	
	30	36,68	29,24	8,73	36,27	
	20	37,01	22,76	7,98	96,41	
	17	25,03	15,72	7,89	118,90	
						62,91

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	----	10,71	10,23	8,53	28,24	
	----	9,74	9,35	7,81	25,32	
	----					26,78

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



CLASIFICACION: HUMEDAD NATURAL: **11 %**

SUCS CH LIMITE LIQUIDO: **63 %**

AASHTO A-7-6 INDICE PLÁSTICO: **36**

INDICE DE GRUPO: **20**



**Laboratorio de Mecánica
de Suelos**
Teléfono: 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounted@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"

TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO

UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY

PERF. N° : SPT 7

PROFUNDIDAD : -2,00 - 2,50m

FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P7-5

OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 1/2"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
3/4"	-	-	-	-	-
1/2"	2,15	2	1	99	
3/8"	-	2	1	99	
N°4	2,48	5	3	97	
< N°4	-	5	3	97	
N°8	-	5	3	97	
N°10	15,48	20	14	86	
N°40	32,15	52	35	65	
N°50	-	52	35	65	
N°100	-	52	35	65	
N°200	80,47	133	90	10	
< N°200	-		10		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 155,36

PESO SECO 147,91

GRAVA 3 %

ARENA 87 %

FINOS 10 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	N°	PESO	PESO	PESO	%	%
TARRO	GOLPES	HUMEDO	SECO	TARRO	DE HUMEDAD	PROMEDIO
	----	49,32	47,26	8,33	5,29	
	----	47,66	45,87	8,44	4,78	5,04

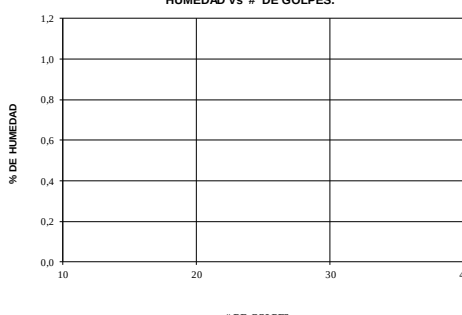
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

LA MUESTRA NO ES PLÁSTICA					
					0,00

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

LA MUESTRA NO ES PLÁSTICA					
					0,00

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



CLASIFICACION: HUMEDAD NATURAL: **5 %**

SUCS SM LIMITE LIQUIDO: **0 %**

AASHTO A-2-4 INDICE PLÁSTICO: **0**

INDICE DE GRUPO: **0**



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 7
 PROFUNDIDAD : -3.50 - 4.00m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P7-8
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 ½"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 ½"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
¾"	-	-	-	-	-
½"	-	-	-	-	-
⅜"	-	-	-	-	-
N°4	0,79	1	0	100	
< N°4		1	0	100	
N°8		1	0	100	
N°10	12,25	13	7	93	
N°40	7,59	21	11	89	
N°50		21	11	89	
N°100	8,86	29	15	85	
N°200	7,69	37	19	81	
< N°200			81		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 206,38
PESO SECO 193,44

GRAVA 0 %
ARENA 19 %
FINOS 81 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

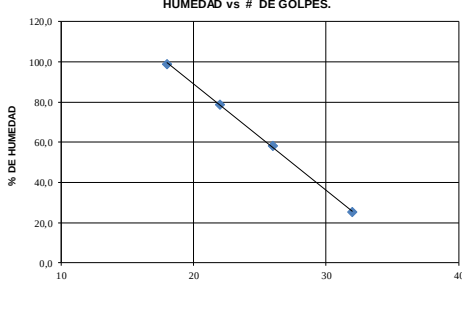
N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	110,77	104,21	6,79	6,73	
	----	105,17	99,16	8,69	6,64	6,69

LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
	32	23	19,85	7,41	25,32
	26	32,12	23,72	9,24	58,01
	22	34,02	22	6,74	78,77
	18	23,37	16,03	8,61	98,92
					59,82

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
	----	9,26	9,17	8,76	21,95
	----	8,20	8,05	7,37	22,06
	----				22,01



HUMEDAD vs # DE GOLPES.

CLASIFICACION: HUMEDAD NATURAL: **7 %**
 LÍMITE LÍQUIDO: **60 %**
 SUCS **CH** INDICE PLÁSTICO: **38**
 AASHTO **A-7-6** INDICE DE GRUPO: **20**



Laboratorio de Mecánica de Suelos
Teléfono 07 410 2010 / 098 759 2059
metricounited@gmail.com

PROYECTO : "ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA UNIVERSIDAD DEL AZUAY"
 TESIS : GABRIEL ÁVILA Y JOSÉ JARAMILLO
 UBICACIÓN : CUENCA / AZUAY
 PERF. N° : SPT 8
 PROFUNDIDAD : -2.00 - 2.50m
 FECHA: 26/02/2026

MUESTRA N° : P8-5
OPERADOR : JB

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	HORMIGÓN % ESPECIFICADO
3"	-	-	-	-	-
2 ½"	-	-	-	-	-
2"	-	-	-	-	-
1 ½"	-	-	-	-	-
1"	-	-	-	-	-
¾"	-	-	-	-	-
½"	3,47	3	2	98	
⅜"	-	3	2	98	
N°4	2,36	6	3	97	
< N°4		6	3	97	
N°8		6	3	97	
N°10	11,14	17	9	91	
N°40	6,37	23	13	87	
N°50		23	13	87	
N°100	8,29	32	17	83	
N°200	6,21	38	21	79	
< N°200			79		
TOTAL					

PESO HÚMEDO 216,89
PESO SECO 183,72

GRAVA 3 %
ARENA 17 %
FINOS 79 %

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

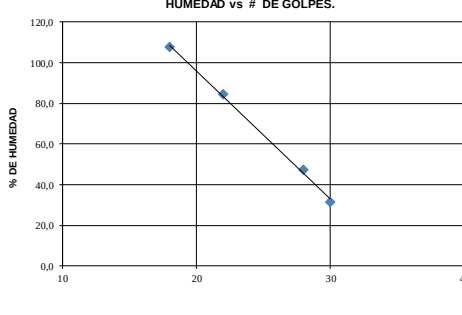
N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
	----	102,53	88,14	7,98	17,95	
	----	101,26	87,02	8,61	18,16	18,06

LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)

	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
	30	24,3	20,28	7,43	31,28
	28	32,57	25,1	9,25	47,13
	22	35,10	22,14	6,78	84,38
	18	24,21	16,11	8,59	107,71
					61,68

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

	N°	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
	----	10,35	10,01	8,71	26,15
	----	9,19	8,80	7,37	27,27
	----				26,71

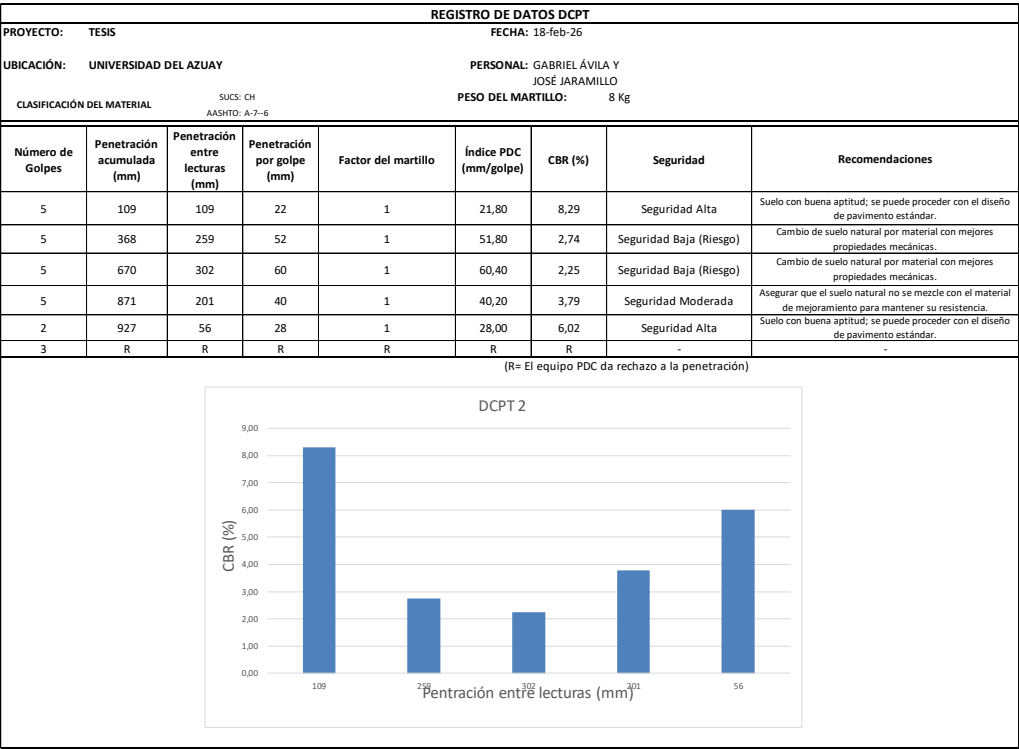


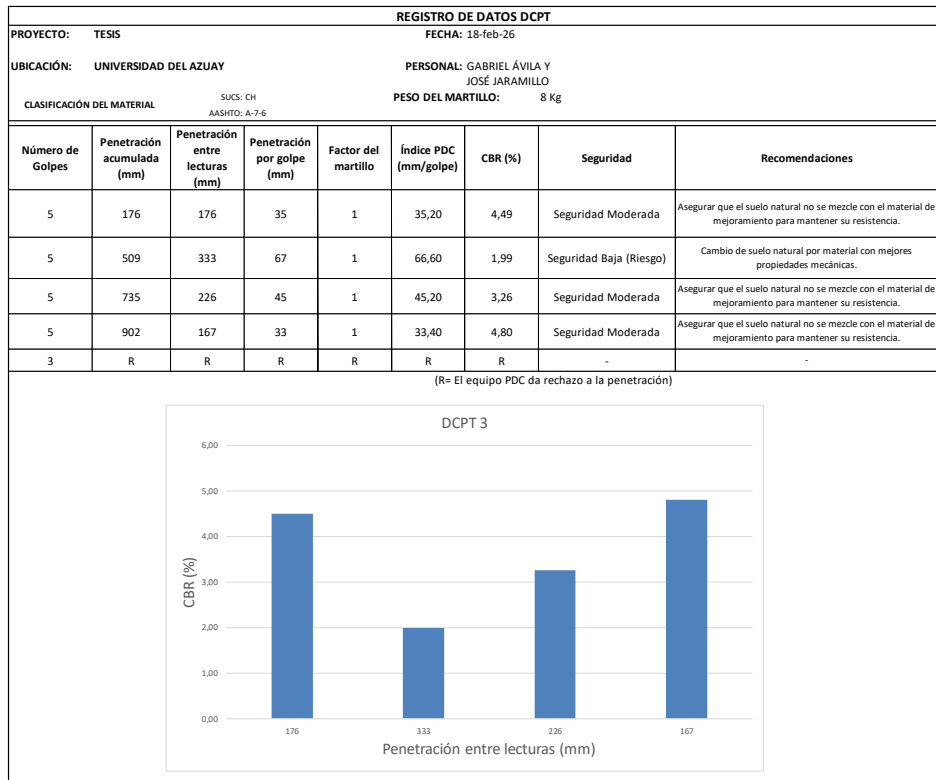
HUMEDAD vs # DE GOLPES.

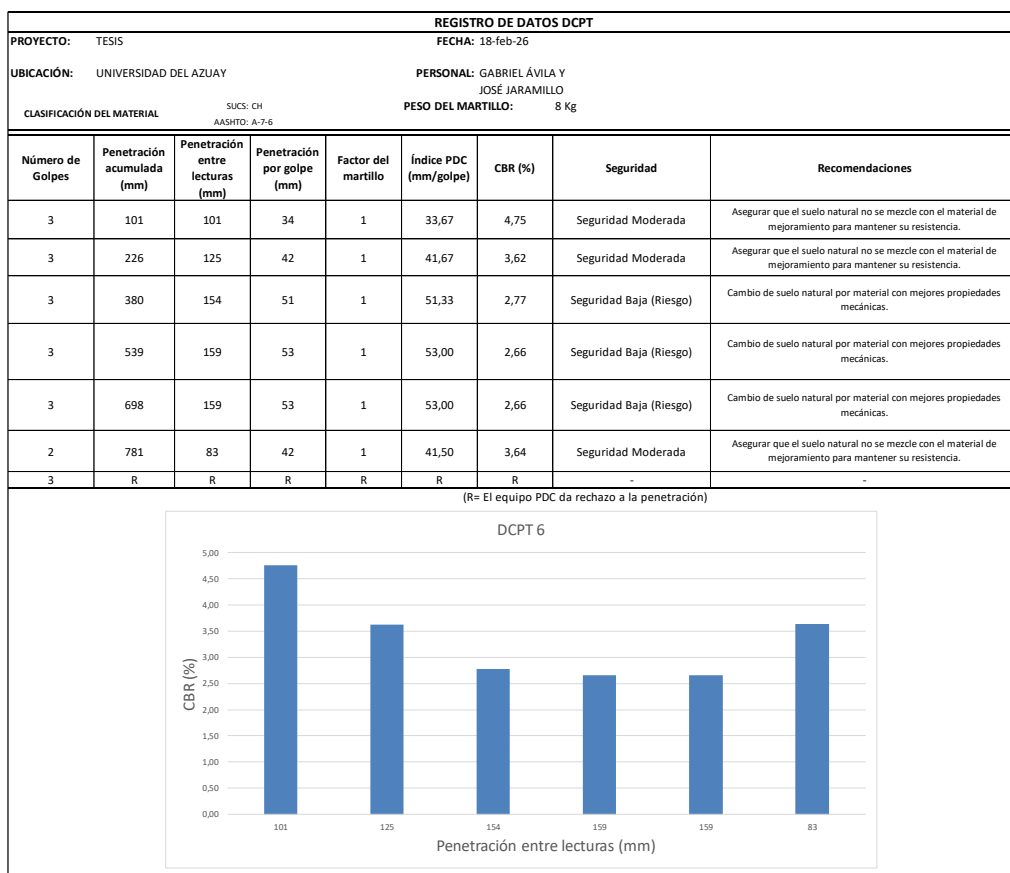
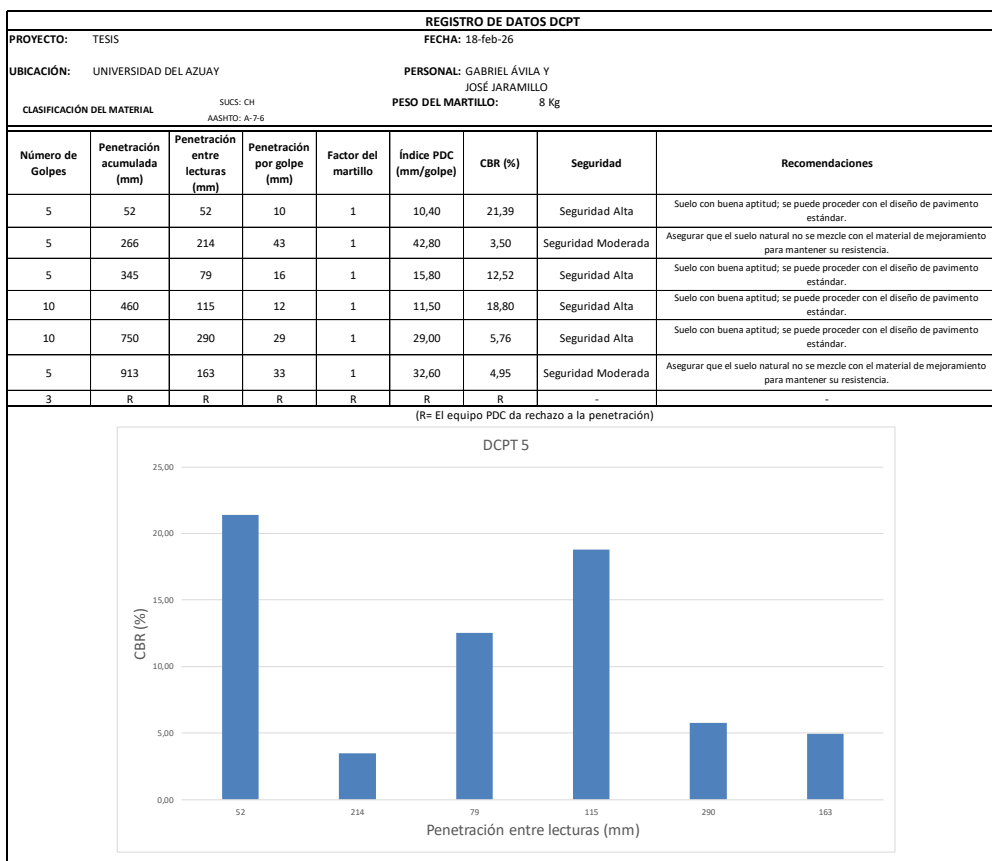
CLASIFICACION: HUMEDAD NATURAL: **18 %**
 LÍMITE LÍQUIDO: **62 %**
 SUCS **CH** INDICE PLÁSTICO: **35**
 AASHTO **A-7-6** INDICE DE GRUPO: **20**

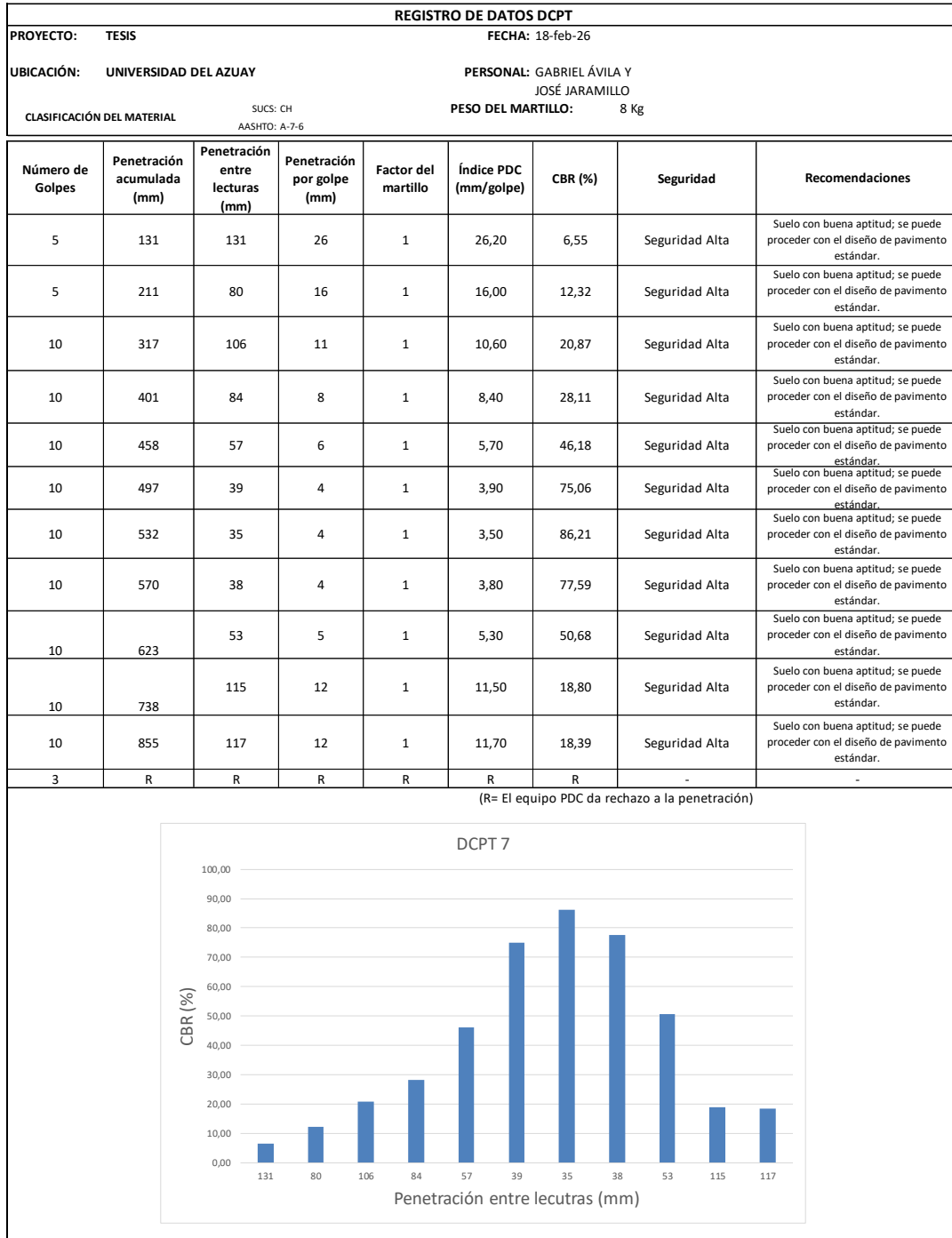
Anexo D

Resultados de los diferentes puntos del ensayo DCPT









Tablas resumen de estudio geotécnico en los diferentes puntos

[illegible]

