



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERIA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS
MEDIANTE ENSAYOS DE CAMPO Y ENSAYOS DE
LABORATORIO**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTORES: ANGEL DANILO ARMIJOS CANGO

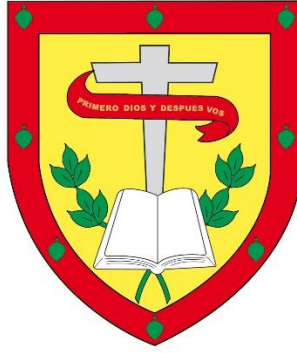
JOVINSON FRANCISCO VELASQUEZ ORTEGA

DIRECTOR: ING. MARCOS DARÍO GONZÁLEZ MALDONADO Mag.

CUENCA - ECUADOR

2025

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS
MEDIANTE ENSAYOS DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: ANGEL DANILO ARMIJOS CANGO

JOVINSON FRANCISCO VELASQUEZ ORTEGA

DIRECTOR: ING. MARCOS DARÍO GONZÁLEZ MALDONADO Mag.

CUENCA - ECUADOR

2025

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

DECLARATORIA DE AUTORIA Y RESPONSABILIDAD

Angel Danilo Armijos Cango y Jovinson Francisco Velasquez Ortega portadores de las cédulas de ciudadanía N° 1950052454 y 1900862317. Declaramos ser autores de la obra: **“Determinación de Parámetros Geomecánicos Mediante Ensayos de Campo y Ensayos de Laboratorio”**, sobre la cual nos hacemos responsables sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaramos que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaramos finalmente que nuestra obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también nos responsabilizamos y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 4 de abril de 2025

F: 
Angel Danilo Armijos Cango
1950052454

F: 
Jovinson Francisco Velasquez Ortega
1900862317

CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. Marcos Darío González Maldonado con CI: 030208046-0 en calidad de director de tesis, certifico que el trabajo que lleva por nombre **“DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMÉCANICOS MEDIANTE ENSAYOS DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO ”**, ha sido realizado y culminado con éxito por los estudiantes Jovinson Francisco Velasquez Ortega y Angel Danilo Armijos Cango bajo mi supervisión.

Cuenca, 17 de marzo de 2025



Firmado electrónicamente por:
MARCOS DARIO
GONZALEZ MALDONADO

Ing. Marcos González Maldonado
DIRECTOR DE TESIS

DEDICATORIA

Con profunda gratitud, dedico este proyecto de investigación, en primer lugar, a Dios, por guiar cada uno de mis pasos y permitirme alcanzar una meta más en mi vida. A mis amados padres, Francisco y Rosa, cuyo ejemplo y apoyo incondicional me inculcaron el valor del estudio, la herencia más preciada que me han legado. A mi querida abuelita Magdalena (+), cuyas oraciones fueron el impulso constante que me sostuvo en el camino. Y a mis entrañables hermanos, Fabián, María y Alexander, cuyas palabras de aliento y motivación me inspiraron a perseverar y cumplir este sueño.

Jovinson Velasquez Ortega

Con profundo cariño y gratitud, dedico este proyecto de titulación a mis padres, Jorge Armijos y María Balvina Cango, cuyo amor incondicional, apoyo constante y sacrificio han sido el motor que me impulsó cada día en este proceso de mi formación académica. A mis hermanos Jorge, Wilson, Roberto, Alejandro y Yanela, gracias por su aliento y por creer siempre en mí. Este logro también es suyo.

Angel Danilo Armijos Cango

AGRADECIMIENTO

Agradecemos profundamente al Ing. Marcos González, tutor de esta tesis, por su invaluable guía, paciencia y compromiso en cada etapa de este trabajo. Su conocimiento y orientación fueron fundamentales para alcanzar este logro. Del mismo modo, extendemos nuestro reconocimiento a todos los docentes que, a lo largo de estos años de formación académica, compartieron su sabiduría y experiencia, brindando las herramientas necesarias para obtener esta formación profesional.

RESUMEN

Este estudio tuvo como finalidad caracterizar los parámetros geotécnicos del subsuelo en la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues, dentro de un área prevista para una futura construcción. Para ello, se integraron métodos geofísicos y geomecánicos, empleando una metodología que incluyó la excavación de una calicata, la ejecución de dos ensayos de Penetración Estándar (SPT) y la implementación de una línea de refracción sísmica MASW.

En la calicata, se obtuvo una muestra inalterada que permitió realizar ensayos de granulometría, humedad, límites de Atterberg, compresión simple, corte directo y triaxial. Los ensayos SPT complementaron la información obtenida en la calicata, permitiendo determinar, mediante correlaciones, la cohesión, el ángulo de fricción interna y la capacidad admisible del suelo. Además, se obtuvieron velocidades de onda V_s para identificar el tipo de suelo. La línea de refracción sísmica MASW, con una longitud de 24 metros, permitió determinar las velocidades de onda V_s y V_p , identificando diferentes estratos del suelo hasta una profundidad de 30 metros.

Los resultados proporcionan información específica del área donde se tomaron las muestras; por lo tanto, para ampliar el conocimiento sobre las condiciones del suelo en todo el terreno, sería necesario realizar sondeos adicionales dentro del predio.

Palabras clave: SPT, Sísmica de Refracción, Geofísica, Capacidad Admisible.

ABSTRACT

This study aimed to characterize the geotechnical properties of the underground at the Catholic University of Cuenca - Azogues campus within an area designated for future construction. To this end, geophysical and geomechanical methods were integrated, utilizing a methodology that included excavating a trial pit, conducting two Standard Penetration Tests (SPTs), and implementing a Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) seismic refraction line.

An undisturbed sample was obtained from the trial pit, allowing for the determination of particle size distribution, moisture content, Atterberg limits, simple compression, direct shear, and triaxial tests. The SPTs complemented the data obtained from the pit, allowing for the determination, through correlations, of cohesion, internal friction angle, and allowable bearing soil capacity. Additionally, wave velocities (V_s) were measured to identify the soil type. The MASW seismic refraction line, measuring 24 meters long, determined the V_s and P-wave velocities (V_p), identifying different soil strata down to a depth of 30 meters.

The results provide information specific to the area where the samples were taken; therefore, to expand knowledge of the soil conditions throughout the site, additional surveys would be necessary within the property.

Keywords: SPT, Seismic Refraction, Geophysics, Allowable Capacity

INDICE

1	CAPÍTULO I: GENERALIDADES	11
1.1	Introducción.....	11
1.2	Objetivos.....	13
1.2.1	Objetivo General.....	13
1.2.2	Objetivos Específicos	13
1.3	Problemática.....	14
1.3.1	Formulación del Problema.....	14
1.3.2	Delimitación del Problema.	14
1.4	Justificación del Proyecto.....	15
1.5	Delimitación de la Zona de Estudio	16
2	CAPITULO II: MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	19
2.1	ESTADO DEL ARTE.	19
2.2	Clima.....	19
2.3	Hidrografía	20
2.4	Geología de la Zona de Estudio.....	20
2.4.1	Geología Regional.....	20
2.4.2	Geología Local	21
2.5	Peligro Sísmico de la Zona.....	25
2.5.1	Tipos de suelos para el diseño sísmico	27
2.6	Materiales y Métodos	29
2.6.1	Exploración preliminar y planificación	29

2.6.2	Exploración de campo.	29
2.6.3	Ensayos de laboratorio.	30
2.6.4	Análisis e interpretación de datos.....	30
2.7	Estudio Geotécnico	31
2.8	Metodología	31
2.9	Métodos de Exploración	32
2.9.1	Exploración Directa.....	32
2.9.2	Calicatas o Trincheras	33
2.9.3	Ensayo SPT.....	33
2.10	Capacidad última de carga – Ecuación General.....	39
2.11	Análisis por asentamientos inmediatos	42
2.12	Métodos Indirectos.....	47
2.12.1	Método de Refracción Sísmica	47
2.12.2	Tipos de Ondas Sísmicas.....	48
2.13	Principios de la Sísmica de (Huyghens, Fermat y Snell).....	50
2.13.1	ReMi.....	50
2.14	Método Análisis Multicanal de ondas superficiales MASW	53
2.15	Parámetros mecánicos del suelo.....	54
2.16	Correlación del número de golpes N del ensayo SPT con las ondas Vp.....	54
2.17	Parámetros elásticos del subsuelo.	55
2.18	Velocidades de onda características de suelos y rocas.....	55
2.19	Ensayos de Laboratorio	57

2.19.1	Clasificación de Suelos Método SUCS.....	58
2.19.2	Determinación de límites de Atterberg	60
2.19.3	Límite líquido.....	61
2.19.4	Límite plástico	62
2.19.5	Ensayo de Compresión Simple	62
2.19.6	Ensayo Triaxial	63
2.19.7	Ensayo de corte directo	64
3	CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	65
3.1	ENSAYOS	65
3.2	Ensayos de exploración Directa.....	65
3.2.1	Ensayo de contenido de humedad del suelo	65
3.2.2	Calicatas.....	67
3.3	CLASIFICACIÓN DEL SUELO	71
3.3.1	Granulometría.	71
3.4	Límites de Atterberg.....	74
3.4.1	Límite Líquido.	74
3.4.2	Límite Plástico.....	77
3.5	Clasificación de Suelos por el Método SUCS	79
3.6	Ensayo de Corte Directo	85
3.7	Ensayo Triaxial.....	89
3.8	Ensayo de Compresión Simple	91
3.9	Ensayos de Exploración Indirecta	94

3.9.1	Sísmica de Refracción (MAS W)	94
3.9.2	Procesamiento de datos mediante el Software Easy MASW.....	98
3.9.3	Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	101
3.9.4	Asentamientos calculados del ensayo SPT.	110
3.10	Discusión de resultados.	111
3.10.1	Clasificación de suelos:.....	111
3.10.2	Parámetros Geotécnicos.	112
3.10.3	Consistencia de los Suelos por Módulos de Elasticidad.....	112
3.10.4	Capacidades Admisibles.	114
3.10.5	Velocidades de Ondas Vs.....	115
3.10.6	Recomendación de Cimentación.	117
4	CAPITULO IV: CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES	119
4.1	CONCLUSIONES.....	119
4.2	RECOMENDACIONES.....	121
5	BIBLIOGRAFIA.....	122

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tabla de Coordenadas del Predio de UCACUE.....	17
Tabla 2 Tabla de coordenada del área de estudio	18
Tabla 3 Valor de Z para cada zona sísmica	26
Tabla 4 Factores de sitio Fa	27
Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo	28
Tabla 6 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	31
Tabla 7 Variación de los factores de corrección.....	36
Tabla 8 Relación de valores para parámetros de resistencia para suelos granulares.....	37
Tabla 9 Relación de valores para parámetros de resistencia para suelos cohesivos.....	37
Tabla 10 Relación consistencia vs módulo de elasticidad	38
Tabla 11 Densidad relativa de un suelo	39
Tabla 12 Variación de F1, con m' y n'	44
Tabla 13 Variación de F2, con m' y n'	45
Tabla 14 Variación de I_f con D_f/B , B/L y μ_s	46
Tabla 15 Rango de velocidad de onda para suelos y roca.....	56
Tabla 16 Valores promedio de onda para distintos materiales.....	56
Tabla 17 Valores Clasificación del tipo de suelo de acuerdo con la NEHPR	57
Tabla 18 Humedad del suelo obtenida de la calicata.	66
Tabla 19 Contenido de Humedad del SPT de 1.45-3.45 metros	66
Tabla 20 Contenido de Humedad del SPT en rechazo del ensayo.	67
Tabla 21 Ubicación del punto donde se realizó la calicata.....	70
Tabla 22 Tabla de porcentajes de componentes del suelo en la calicata.	73
Tabla 23 Tabla de resultados del límite líquido de la calicata.	75
Tabla 24 Resultados obtenidos del límite líquido del SPT de 1.45-3.45 metros.....	76
Tabla 25 Límite líquido del SPT A 4.45 metros.....	76

Tabla 26	Tabla de la obtención del límite plástico de la calicata.....	78
Tabla 27	Límite plástico del SPT A 1.45-3.45 metros	78
Tabla 28	Límite plástico del SPT A 4.45 metros	78
Tabla 29	Resultados obtenidos del LL, LP y IP	78
Tabla 30	Clasificación de suelos obtenidos mediante los ensayos de campo y laboratorio....	81
Tabla 31	Resultados obtenidos del ensayo de corte directo.....	89
Tabla 32	Tabla de obtención de esfuerzos principales del ensayo triaxial.	90
Tabla 33	Tabla de resultados obtenidos mediante el ensayo triaxial.....	91
Tabla 34	Resultados de (qu) y cohesión mediante el ensayo de compresión simple.....	94
Tabla 35	Ubicación de línea sísmica	95
Tabla 36	Clasificación de suelos con respecto a las velocidades de ondas Vp, Vs.	101
Tabla 37	Parámetros geofísicos y geomecánicos mediante el ensayo MAS W	101
Tabla 38	Ubicación del SPT-01.....	102
Tabla 39	Ubicación del SPT-02	104
Tabla 40	N60 en base a factores de corrección SPT-01.....	107
Tabla 41	Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-01	107
Tabla 42	Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-01	107
Tabla 43	N60 en base a factores de corrección SPT-02.....	108
Tabla 44	Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-02	109
Tabla 45	Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-02	109
Tabla 46	Asentamiento SPT-01	110
Tabla 47	Asentamiento SPT-02	110
Tabla 48	Parámetros geotécnicos de ensayos de laboratorio.....	112
Tabla 49	Consistencia de los suelos por módulos de elasticidad SPT-01	113
Tabla 50	Consistencia de los suelos por módulos de elasticidad SPT-02	113
Tabla 51	Resultados de carga admisible (q_{adm}) del SPT-01.....	114

Tabla 52 Resultados de carga admisible (q_{adm}) del SPT-02.....	115
Tabla 53 Clasificación mediante la normativa NEC-15 SPT-01	117
Tabla 54 Clasificación mediante la normativa NEC-15 SPT-02	117
Tabla 55 Dimensiones de zapatas recomendada a 2 m.	118

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de Ubicación.....	16
Figura 2 Mapa del Área de Estudio	18
Figura 3 Mapa Geológico de la Zona de Estudio.....	25
Figura 4 Zonas sísmicas y aceleraciones del Ecuador	26
Figura 5 Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	34
Figura 6 Esquema de ensayo de refracción y reflexión sísmica	47
Figura 7 Ondas primarias o de compresión P y ondas secundarias o de corte S	49
Figura 8 Ondas superficiales Rayleigh y Love	50
Figura 9 Espectro de velocidad frecuencia-tardanza mediante ReMi.....	51
Figura 10 Gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh del método ReMi.....	52
Figura 11 Perfil unidimensional de velocidad de onda de corte Vs contra profundidad.....	53
Figura 12 Sistema Unificado de Clasificación de Suelo	59
Figura 13 Gráfica de simbología y nombres de grupos de suelos.....	60
Figura 14 Límites de Atterberg	61
Figura 15 Diagrama de arreglo para prueba de corte directo.....	64
Figura 16 Excavación de la calicata.....	68
Figura 17 Tallado para la obtención de la muestra de suelo.....	69
Figura 18 Obtención de la muestra inalterada de suelo	69
Figura 19 Estratigrafía visual de la calicata	70
Figura 20 Lavado del material de suelo.	71
Figura 21 Curva Granulométrica de la calicata.	72
Figura 22 Gráfica de la curva granulométrica del SPT de 1.45-3.45 metros	72
Figura 23 Gráfica de la curva granulométrica del SPT de rechazo a 4.45 metros	73
Figura 24 Límites de Atterberg	74
Figura 25 Gráfica para la obtención del límite líquido de la calicata.....	75

Figura 26 Gráfica para la obtención del límite líquido.	76
Figura 27 Gráfica para el límite líquido del SPT A 4.45 metros.	77
Figura 28 Clasificación del suelo de la calicata mediante la gráfica de plasticidad de SUCS ...	79
Figura 29 Clasificación mediante la carta de plasticidad de (SUCS) SPT DE 1.45-3.45 m.	80
Figura 30 Clasificación mediante la carta de plasticidad de (SUCS) SPT A 4.45 m.	80
Figura 31 Clasificación de suelo obtenida de la calicata.	82
Figura 32 Clasificación del suelo extraído del ensayo SPT DE 1.45-3.45 metros.....	83
Figura 33 Clasificación del suelo extraído del ensayo SPT A 3.45 metros.....	84
Figura 34 Labrado de muestras para el ensayo de corte directo.	85
Figura 35 Obtención de las probetas finales.	86
Figura 36 Equipo de Corte Directo.	87
Figura 37 Gráfica de esfuerzo cortante-esfuerzo normal del primer set de muestras.	88
Figura 38 Gráfica de esfuerzo cortante-esfuerzo normal del segundo set de muestras.	88
Figura 39 Obtención de espécimen cilíndricos labrados de la muestra inalterada.	89
Figura 40 Equipo triaxial.....	90
Figura 41 Circulo de Mohr y envolvente de falla.	91
Figura 42 Equipo de Compresión Simple.....	92
Figura 43 Gráfica Esfuerzo - Deformación unitaria de la muestra 1	93
Figura 44 Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de la muestra 2.	93
Figura 45 Mapa de ubicación de los ensayos realizados en campo.	94
<i>Figura 46 Equipo P.A.S.I de refracción sísmica.....</i>	<i>96</i>
Figura 47 Colocación de geófonos y tendido del cable sísmico y trigger	97
Figura 48 Datos generales donde se realiza la línea sísmica.....	97
Figura 49 Realización de los 3 golpes (shot) inicio, medio y fin	98
Figura 50 Curva de dispersión	99
Figura 51 Sismograma de línea sísmica y longitud de exploración generada de 24metros	99

Figura 52 Espectro de velocidad – frecuencia de la curva de dispersión.....	100
Figura 53 Perfil de velocidad de ondas.....	100
Figura 54 Realización del SPT-01	103
Figura 55 Muestra extraída SPT-01 de 3.00m – 3.45m.....	103
Figura 56 Muestra extraída SPT-01 de 4.00m – 4.45m.....	103
Figura 57 Rechazo en 11 cm de penetración.....	104
Figura 58 Realización del SPT-02	105
Figura 59 Muestra extraída SPT-02 de 0.00m – 0.45m.....	105
Figura 60 Muestra extraída SPT-02 de 1.00m – 1.45m.....	105
Figura 61 Muestra extraída SPT-02 de 2.00m – 2.45m.....	106
Figura 62 Muestra extraída SPT-02 de 3.00m – 3.45m.....	106
Figura 63 Rechazo en 5 cm de penetración.....	106
Figura 64 Profundidad vs N60 SPT-01.....	108
Figura 65 Profundidad vs N60 SPT-02.....	109
Figura 66 Se presenta los perfiles estratigráficos del ensayo SPT	111
Figura 67 Clasificación del suelo mediante refracción sísmica MAS W.....	116
Figura 68 Esquema de cimentación sugerida para la construcción de la edificación	118

1 CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

Actualmente por la gran demanda de obras civiles, se ha impulsado un desarrollo urbano que está estrechamente ligado a la geotécnica. Dado que cada sitio presenta condiciones geológicas únicas, influenciadas por factores como la geología, el clima y la topografía, resulta indispensable llevar a cabo estudios geotécnicos detallados. Estos nos permiten caracterizar la estratigrafía del subsuelo, identificar posibles fallas geológicas o niveles freáticos y así poder determinar los parámetros geotécnicos de los suelos mediante ensayos de laboratorio y de campo. Esta información es fundamental para garantizar la estabilidad y durabilidad de las estructuras civiles.

El sector geotécnico de la ingeniería civil utiliza técnicas de exploración directas e indirectas para investigar, recolectando muestras de suelo y midiendo propiedades geomecánicas como cohesión, fricción y densidad. Estas características son fundamentales para el diseño de cimentaciones y la estabilidad de taludes. Sin embargo, las pruebas directas se limitan a un punto específico de medición.

Las exploraciones indirectas constituyen una etapa crucial en los estudios geotécnicos. Estos métodos geofísicos, como la sísmica de refracción o la tomografía eléctrica, permiten obtener una imagen del subsuelo sin la necesidad de realizar excavaciones. Esto resulta especialmente útil para evaluar grandes extensiones de terreno de manera rápida. Al proporcionar información sobre la variación de las propiedades físicas del suelo, como la velocidad de las ondas de corte o la resistividad eléctrica, en profundidad, las exploraciones indirectas orientan la planificación de las posteriores exploraciones directas, como la perforación de sondeos. De esta forma, se puede optimizar el programa de investigación de campo, enfocándolo en las zonas de mayor interés identificadas a partir de los métodos geofísicos.

Las exigencias de la normativa NEC-15, mencionan que es importante tener una la mayor cantidad de información basada en pruebas de campo y laboratorio en donde se puedan ejecutar actividades como: sondeos de penetración estándar, calicatas y sondeos de rotoperCUSión, sondeos geofísicos. Esto, a su vez, aumenta el costo de la investigación pero garantiza una mayor seguridad en la toma de decisiones para definir los parámetros geotécnicos a usarse en cualquier proyecto de construcción civil.

Uno de los factores que influyen en la ejecución de trabajos de campo son las condiciones topográficas de muchas zonas por su complejidad, debido a pendientes muy pronunciadas y ambientes geográficos desafiantes, como su vegetación espesa.

Por otro lado, la geotecnia se ha visto en la necesidad de implementar el uso de ensayos geofísicos para caracterizar de manera indirecta el subsuelo, frenando la necesidad de realizar perforaciones que alterarían las características del suelo. Además, estos ensayos nos permiten abarcar una mayor extensión de área de terreno con un solo tanteo.

Mediante una sísmica refracción MASW podemos obtener más información de la columna estratigráfica del suelo, en comparación con los ensayos de penetración estándar (SPT) que solo nos proporcionan datos hasta una profundidad de sondeo deseada.

Este estudio geotécnico tiene como propósito ofrecer una visión detallada de la geología del predio donde se ubica la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues. La información generada a través de este análisis servirá como base para la planificación de futuras edificaciones en la zona, garantizando así que se llevará a cabo construcciones seguras y adecuadas a las características geológicas del terreno.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Determinar los parámetros geotécnicos del suelo mediante la integración de métodos geofísicos y geomecánicos, con el fin de proporcionar información confiable y precisa para el diseño y ejecución de futuras construcciones en la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Ejecutar los ensayos MAS W y SPT para la determinación de parámetros de velocidad de ondas V_s , V_p y la capacidad portante del suelo y el ángulo de fricción interna.
- Realizar ensayos de laboratorio mediante la extracción de material de la zona con calicatas, para la determinación de parámetros como los límites de Atterberg, triaxiales, corte directo y compresión simple.
- Determinar la capacidad admisible conservadora del suelo que se obtienen mediante parámetros de ensayos geofísicos y geomecánicos para que sea usada en el diseño de futuras construcciones.

1.3 Problemática

1.3.1 Formulación del Problema.

La carencia de una caracterización geotécnica detallada en el área de la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues, representa una importante limitante para el desarrollo de proyectos de construcción y la evaluación del riesgo sísmico. La ausencia de datos confiables sobre las velocidades de propagación de ondas sísmicas V_p y V_s , así como su correlación con el índice de penetración estándar N60, dificulta el diseño de cimentaciones seguras y la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras ante eventos sísmicos. La realización de estudios geotécnicos complementarios, como ensayos de laboratorio y métodos geofísicos, permitiría obtener una caracterización más detallada del subsuelo y reducir la incertidumbre asociada a los proyectos de ingeniería.

Como consecuencia, se generan incertidumbres en el diseño y dimensionamiento de las estructuras, lo que puede llevar a sobredimensionamiento que incrementan los costos de construcción o, peor aún, a subdimensionamiento que comprometen la seguridad de las edificaciones y ponen en riesgo vidas humanas y bienes materiales. La presente investigación busca llenar este vacío de conocimientos, proporcionando información geotécnica fundamental para mejorar la toma de decisiones en futuros proyectos de construcción en el área de estudio dentro del predio de la universidad.

1.3.2 Delimitación del Problema.

Este estudio tiene como objetivo determinar los parámetros geomecánicos del suelo en el predio de la Universidad Católica de Cuenca, extensión Azogues. Se realizará una campaña de exploración geotécnica que incluirá ensayo de sísmica (MASW) para obtener perfil del subsuelo con sus velocidades de onda, así como ensayos SPT en los puntos que se determinaran bajo criterio técnico y cumpliendo con lo solicitado en normativa para la

ejecución de los ensayos, así se determinará la densidad relativa y la resistencia a la penetración. Las muestras obtenidas en los sondeos se someterán a ensayos de laboratorio (corte directo, triaxial y compresión simple, límites de Atterberg, humedades, granulometría,) para determinar los parámetros de resistencia al corte, la compresibilidad. Con los resultados obtenidos, se elaborará un modelo geotécnico del terreno que permita evaluar la capacidad portante del suelo, el riesgo de asentamientos y la estabilidad de las excavaciones.

En Ecuador, la ejecución de proyectos de construcción exige una evaluación exhaustiva de las características del suelo. Para ello, se realiza una serie de ensayos geotécnicos que siguen normas nacionales e internacionales, principalmente INEN y ASTM. Estos ensayos, como la penetración estándar (SPT), el corte directo, el triaxial y la granulometría, entre otros, permiten determinar propiedades como la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad y la clasificación del suelo. Los resultados obtenidos son fundamentales para el diseño de cimentaciones, taludes y otras estructuras geotécnicas, garantizando así la seguridad y durabilidad de las obras.

1.4 Justificación del Proyecto

La ciudad de Azogues se encuentra ubicada en una zona de peligrosidad sísmica debido al proceso de subducción de las placas tectónicas de Nazca y Pacífico. La ocurrencia de eventos sísmicos pasados y la probabilidad de futuros eventos sísmicos de gran magnitud subrayan la importancia de contar con una caracterización geotécnica precisa para evaluar el riesgo sísmico y diseñar estructuras capaces de resistir las fuerzas sísmicas.

La realización de un estudio geotécnico detallado en la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues, es de vital importancia para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones y la integridad de las actividades académicas que se desarrollan en este campus. Al conocer en profundidad la litología y las características geotécnicas del terreno,

se podrá evaluar la estabilidad de las estructuras existentes y proyectar futuras construcciones de manera segura y eficiente. Esta información es fundamental para proteger a la comunidad universitaria y asegurar un ambiente de aprendizaje óptimo, libre de riesgos geológicos. Considerando que se trata de un predio universitario. Esto facilita el acceso a la información necesaria y permite una planificación detallada de las labores de campo y laboratorio. Al ser el propietario del terreno, la universidad cuenta con la disponibilidad de recursos para llevar a cabo este estudio de manera integral.

1.5 Delimitación de la Zona de Estudio

Los ensayos que se llevaran a cabo en campo y a su vez las extracciones de material para realizar los ensayos en el laboratorio se los ejecutará en el predio de la Universidad Católica de Cuenca sede Azogues, con sus siguientes coordenadas geográficas UTM WGS84 739203 E, 9695562 N.

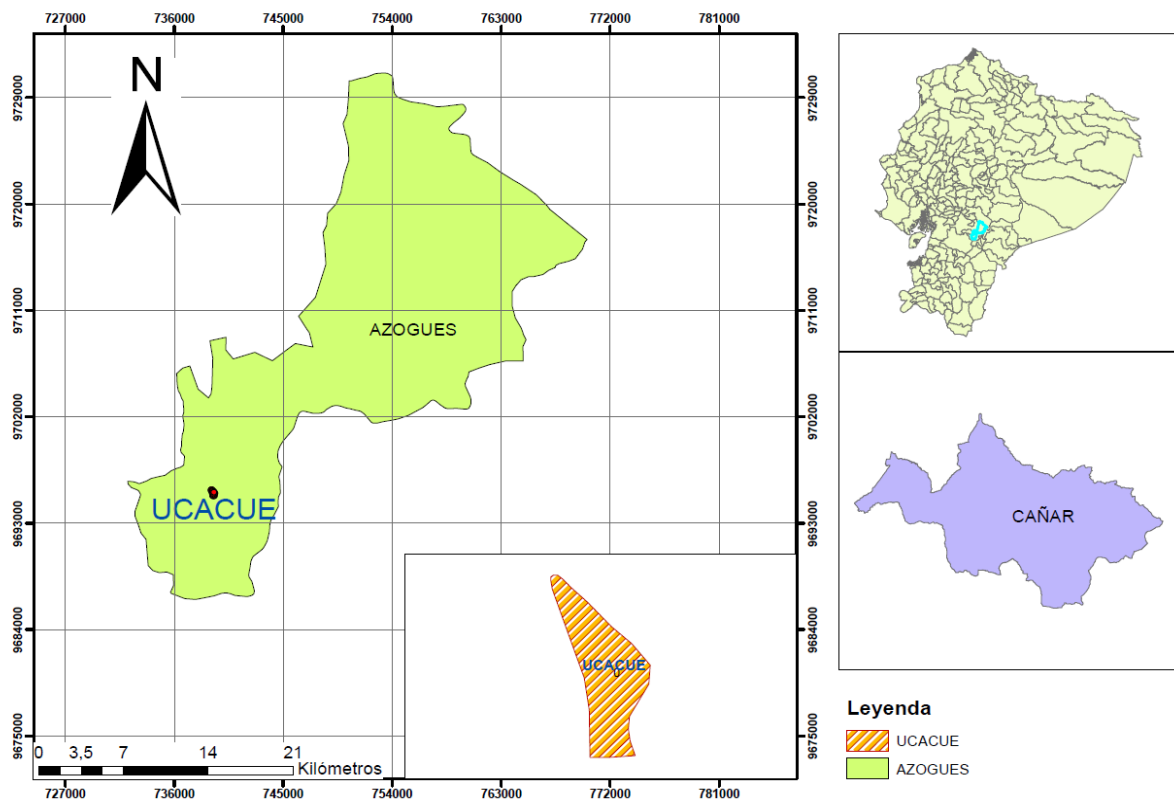


Figura 1 Mapa de Ubicación

Fuente: (Propia de Autores)

En la siguiente tabla 1 se presenta los puntos del predio de la Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues, en donde se realizó el estudio propuesto para este proyecto.

Tabla 1 Tabla de Coordenadas del Predio de UCACUE

COORDENADAS UTM WGS 84		
PUNTO	Este	Norte
1	739359	9695551
2	739355	9695501
3	739306	9695417
4	739303	9695383
5	739307	9695352
6	739320	9695315
7	739308	9695314
8	739255	9695310
9	739205	9695310
10	739203	9695434
11	739190	9695518
12	739147	9695639
13	739109	9695749
14	739105	9695771
15	739105	9695781
16	739112	9695786
17	739123	9695786
18	739137	9695774
19	739157	9695754
20	739199	9695715
21	739260	9695651
22	739311	9695607

Fuente: (Propia de Autores)

En el siguiente mapa se representa el área de estudio que se trabajó dentro del predio de la universidad ubicada en la ciudad de Azogues.

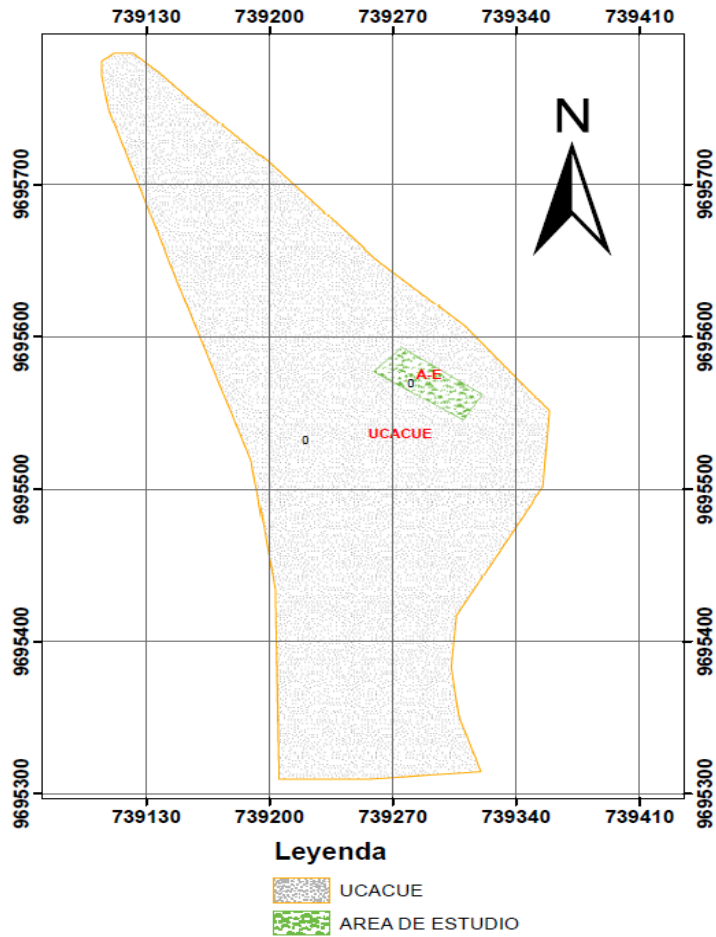


Figura 2 Mapa del Área de Estudio

Fuente: (Propia de Autores)

A continuación, se presenta la tabla 2 que representa el área de estudio en el predio de la universidad.

Tabla 2 Tabla de coordenada del área de estudio

Coordenadas UTM WGS 84		
Punto	Este	Norte
1	739259	9695577
2	739275	9695593
3	739321	9695562
4	739310	9695545

Fuente: (Propia de Autores)

2 CAPITULO II: MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1 ESTADO DEL ARTE.

La mayoría de la literatura especializada en geotecnia, que a menudo fundamenta las normativas de construcción urbana, subraya la indispensable necesidad de realizar exploraciones exhaustivas tanto en campo como en laboratorio. Estas investigaciones, al complementarse con el análisis ingenieril de las propiedades físico-mecánicas del suelo, establecen una interacción fundamental entre el terreno de apoyo y la estructura proyectada. De hecho, el comportamiento de cualquier obra que se asiente sobre el terreno está intrínsecamente ligado a las condiciones de este y a la manera en que sus características se integran en el diseño estructural. Generalmente, los estudios geotécnicos se abordan en dos etapas: una preliminar, destinada a evaluar la factibilidad del proyecto y definir criterios de cimentación iniciales, y una definitiva, con el propósito de obtener los parámetros necesarios para el diseño detallado y la construcción específica. Es crucial destacar que el tipo y la cantidad de ensayos requeridos se adaptan a las particularidades del terreno, la envergadura y el alcance del proyecto, así como al juicio experto del ingeniero geotecnista (Guardo, 1999).

2.2 Clima

La ciudad de Azogues posee un clima Ecuatorial Mesotérmico Semi Húmedo, aunque en las partes altas aparece un clima Ecuatorial de alta montaña, se caracteriza por su suavidad y agradabilidad, típico de las zonas altas de la Sierra ecuatoriana. Las temperaturas medias anuales oscilan entre los 10°C y los 16°C, ofreciendo un ambiente fresco y propicio para diversas actividades al aire libre. Las precipitaciones en el cantón oscilan entre 500 mm y 3000 mm (MAGAP, 2014).

2.3 Hidrografía

El río Burgay constituye la principal red hidrográfica, que atraviesa la ciudad de Azogues, nace en los cerros Padrerumi a 4130 msnm, Rumipungu a 3900 msnm y loma Qínual a 3860 msnm y drena las laderas orientales de estas montañas en varios ramales como el Galohay, Carchi, Tambo y Cashicay, los cuales confluyen aguas arriba de Biblián, en donde toma el nombre de Burgay. En el tramo entre Biblián y Azogues recibe los aportes de varios afluentes, siendo principal el río Tabacay, aguas abajo de Azogues confluyen varias quebradas menores y antes de la junta con el río Cuenca en Paute, el río Burgay recibe los aportes del río Déleg por el margen derecho, el área de drenaje total de la cuenca del río Burgay hasta antes de la junta con el río Cuenca o Paute es de 443 km² (Gad Azogues, 2016).

2.4 Geología de la Zona de Estudio

2.4.1 Geología Regional

Ecuador continental se encuentra dividido en tres regiones importantes que atraviesan de este a oeste, las cuales presenta geologías y morfología propias de estas zonas; La región Costa o Litoral, la región Sierra o Andina y la región Amazónica u Oriente, está constituida por las cordilleras occidental (CO) y cordillera real (CR), separadas por el valle interandino (VIA).

La cordillera real (CR) está constituida por una serie de divisiones litotectónicas que se extienden con dirección andina, estas incluyen diversos tipos de rocas cuyos límites corresponden a fallas y zonas de cizalla regionales. De este a oeste las divisiones litotectónicas son; Zamora, Salado, Loja, Alao y Guamote. Los límites tectónicos en el mismo orden son; Falla Cosanga - Méndez, Falla Llanganates, Frente de Baños y Falla

Peltetec, las edades de estas divisiones están comprendidas entre la Era Paleozoico y la Era Cretácico (Aspden I et al., 1992).

La cordillera occidental (CO) está constituida por dos terrenos mayores (Terreno Pallatanga y Terreno Macuchi) separados por zonas de cizalla regionales. El terreno más antiguo es conocido como Pallatanga e incluye varias unidades litoestratigráficas cuyo basamento está constituido por rocas máficas y ultramáficas de afinidad plateau oceánico de la era Cretácico temprano a tardío. El terreno Macuchi está constituido por volcano sedimentaria de arco de islas que domina gran parte de la geología de la cordillera occidental, que estaría comprendida de la Era Paleoceno y la Era Eoceno medio (Hughes & Pilatasig, 2002).

Azogues está ubicado en el centro de la cuenca de Cuenca, al sur del Ecuador, limitada al oeste por la cordillera occidental y al este por la cordillera real. Presenta una forma alargada de dirección NNE-SSO que se extiende desde 2°25' S a 3°05' S y 79°05' O a 78°40' O, cubriendo un área aproximadamente de 3000 km², distribuidos en las provincias de Cañar y Azuay (Verdezoto, 2006).

2.4.2 Geología Local

Desde una perspectiva geológica la presente investigación se localiza sobre la formación Guapán, y su composición litológica corresponde a depósitos aluviales (Da), y Bentomita localmente conglomerado Base (MG).

- **Formación Azogues:** Esta ubicada en el centro de la cuenca sedimentaria, destacando su presencia en los flancos del anticlinal de Biblián y en la región de Ucubamba y Challuabamba cerca de Cuenca, donde aflora la Arenisca de Azogues. Su orientación norte-sur, desde Azogues hasta el Valle, y su resistencia a la erosión, generan colinas escarpadas características en el paisaje central de la cuenca (Núñez del Arco, 2003).

La formación Azogues presenta contactos interdigitados con las formaciones Loyola y Guapán, aunque en algunos casos contacta directamente con la formación Mangán. Su litología dominante son areniscas tobáceas intemperizadas, con capas de limolitas, arcillas y lutitas en la base. En el sector de Borrero, descansa sobre la formación Yunguilla, mostrando un conglomerado basal con clastos redondeados de rocas ígneas, cuarzo y lutitas. En las capas superiores, hacia Paccha, se observan aglomerados volcánicos con pumitas (Núñez del Arco, 2003).

Las limolitas y arcillas de la formación Azogues son de colores claros, blanco o amarillo pálido. El espesor máximo de este estrato alcanza los 280 metros, localizándose en la zona El Tablón, cerca de Cuenca. La formación Azogues revela una historia sedimentaria compleja, con variaciones litológicas y contactos estratigráficos que reflejan cambios ambientales y eventos geológicos a lo largo del tiempo.

➤ **Formación Guapán:** (Mioceno Medio). La formación Guapán se encuentra principalmente en sinclinal de Azogues, en áreas como Borrero, Azogues y Guapán, aunque también se observa en otros lugares como el flanco occidental del anticlinal de Biblián y al oeste del cerro Cojitambo. Inicialmente confundida con la formación Loyola debido a su similitud litológica, fue reconocida y nombrada formación Guapán en 1965 gracias a los trabajos de Alexander Schneider-Schervina del Proyecto Minero de las Naciones Unidas (Núñez del Arco, 2003).

La formación Guapán es una facies de la formación Azogues, caracterizada por lutitas finamente laminadas de color oscuro, con polvo de limonita amarillento producto de meteorización. Aunque similar a la formación Loyola, la laminación en Guapán tiende a ser más gruesa. El contacto entre Azogues y Guapán está fallado en algunos puntos, como al sur de Borrero, donde se encuentra un sill dacítico. Además, se han identificado

horizontes de arcillas bentoníticas con espesores de 6 metros cerca del poblado de Borrero, con un recurso estimado de 500,000 metros cúbicos.

La formación Guapán tiene un espesor máximo de 150 metros, y su interacción con la formación Cushman (base de la formación Mangán) ocurre al oeste de Borrero, cruzando el río Azogues. La presencia de arcillas bentoníticas y la relación estratigráfica con las formaciones Azogues y Mangán indican una historia sedimentaria compleja y eventos geológicos específicos en la región (Núñez del Arco, 2003).

➤ **Formación Loyola:** La formación Loyola se encuentra en varios puntos de la cuenca sedimentaria, destacando su presencia en la parte del Anticlinal de Azogues y el Sinclinal de Azogues. Extendiéndose desde Biblián hasta el sur de Cuenca, donde desaparece bajo la formación Turi. Debido a su parecido litológica, fue confundida con la formación Guapán hasta que Marco Tulio Erazo aclaró la distinción en 1957 (Baldock, 1982).

La formación Loyola se caracteriza por lutitas fisibles de tono gris oscuro y lutitas limolíticas, cubierta de polvo limonítico. Presenta lentes de calizas y capas de areniscas finas, con abundante yeso en fracturas. En la base de la unidad, en el flanco oriental, se encuentran areniscas y conglomerados bien desarrollados, que descansan sobre las formaciones Biblián o Yunguilla. Conforme a su naturaleza incompetente, la formación Loyola suele estar deformada y fracturada, mostrando pliegues simétricos con ejes norte-sur, producto de compresión tectónica oeste-este.

Esta formación contiene fósiles de crustáceos, peces, ostrácodos y moluscos. Los conglomerados incluyen clastos de tobas, cuarcitas, cuarzo y fragmentos de la formación Yunguilla. Con un espesor máximo de 360 metros, la formación Loyola revela una historia sedimentaria y tectónica compleja, marcada por la presencia de fósiles marinos y

deformaciones que indican actividad tectónica significativa durante su formación (Baldock, 1982).

- **Formación Biblián:** Tiene una afloración mayor a los 40 kilómetros, en el núcleo del principal anticlinal de la cuenca Azuay - Cañar. Se ubica en sentido NNE - SSW, desde el norte de Biblián, hasta aproximadamente El Valle, al SSE de Cuenca. Así como, desde Jadán hasta Quingeo, al Sur del pueblo de Santa Ana. Este sitio representa la formación terciaria más antigua de la cuenca. Descansa discordantemente sobre la formación Yunguilla; encontrándose comúnmente en este costado, un conglomerado basal fosilífero, su potencia de estrato se estima aproximadamente en 1000 metros (Núñez del Arco, 2003).

La unidad geológica presenta una litología variada, con predominio de materiales clásticos. En la base, se observan conglomerados con clastos gruesos provenientes de la formación Yunguilla, hacia el oriente, la cadena se vuelve predominantemente clástica gruesa, con horizontes de gran potencia. En el centro de la cuenca, predominan las arcillas, aunque con intercalaciones de clásticos gruesos. Las areniscas y conglomerados son de color café claro, mientras que el tono es rojo púrpura, debido a la presencia de lutitas limosas y arenosas. Localmente, se observan colores grisáceos verdosos (Núñez del Arco, 2003).

Los materiales clásticos son generalmente pobremente sorteados y redondeados. Las arenas contienen minerales oscuros, fragmentos de rocas y feldespato intemperizado. Los conglomerados son multimodales y poligenéticos, con clastos de diversos tamaños y composiciones, incluyendo pedernal negro, lutitas negras de Yunguilla, cuarzo lechoso, rocas ígneas y tobas intemperizadas. En algunas localidades, como Ayancay, Paccha y El Valle, se observa yeso en vetillas que saturan la unidad (Núñez del Arco, 2003).

- **Depósitos Aluviales (Da):** Un depósito aluvial es una masa de sedimentos detríticos que ha sido transportada y sedimentada por un flujo o aluvión. Usualmente el termino

aluvión se usa para los depósitos de arena, sedimento, grava y barro arrojado por los ríos y arroyos. Generalmente, el aluvión, o depósito aluvial (como también se le conoce), es de un origen muy reciente (geológicamente hablando, menos de unos cuantos millones de años) (Universidad Católica de Cuenca, 2022).

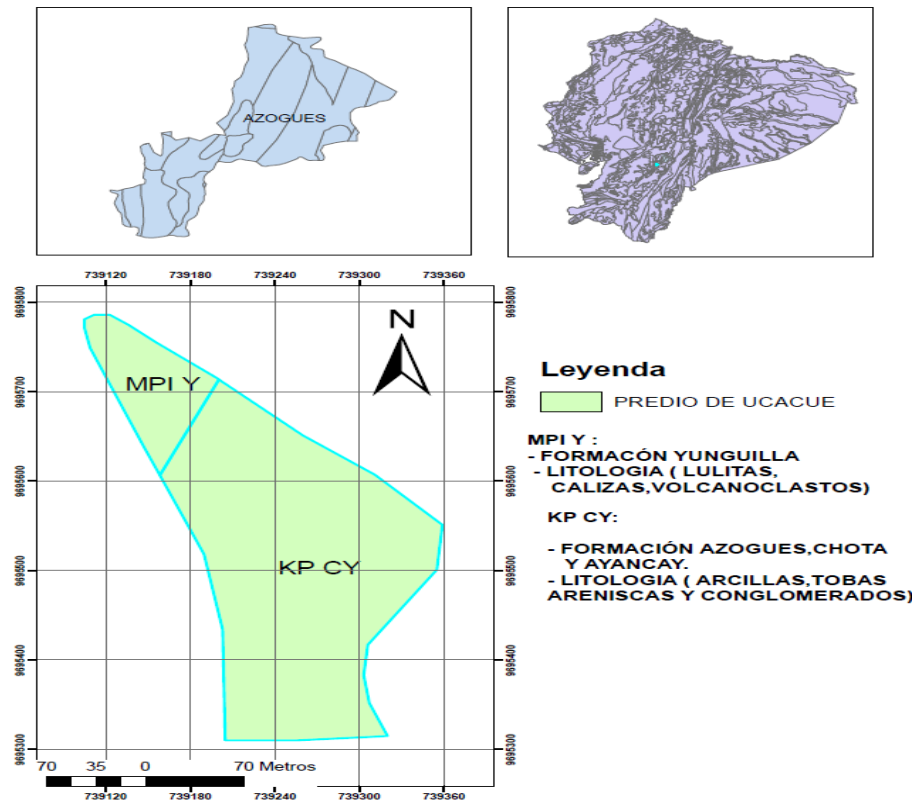


Figura 3 Mapa Geológico de la Zona de Estudio

Fuente: (Propia de Autores)

2.5 Peligro Sísmico de la Zona

El análisis geotécnico revela que el sitio de estudio se sitúa dentro de la zona sísmica II, lo que indica un alto nivel de peligro sísmico. Esta clasificación se basa en un estudio de riesgo sísmico que evalúa la probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. Se muestra un mapa de las zonas sísmicas en Ecuador, proporciona una representación visual de esta información (NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015b).

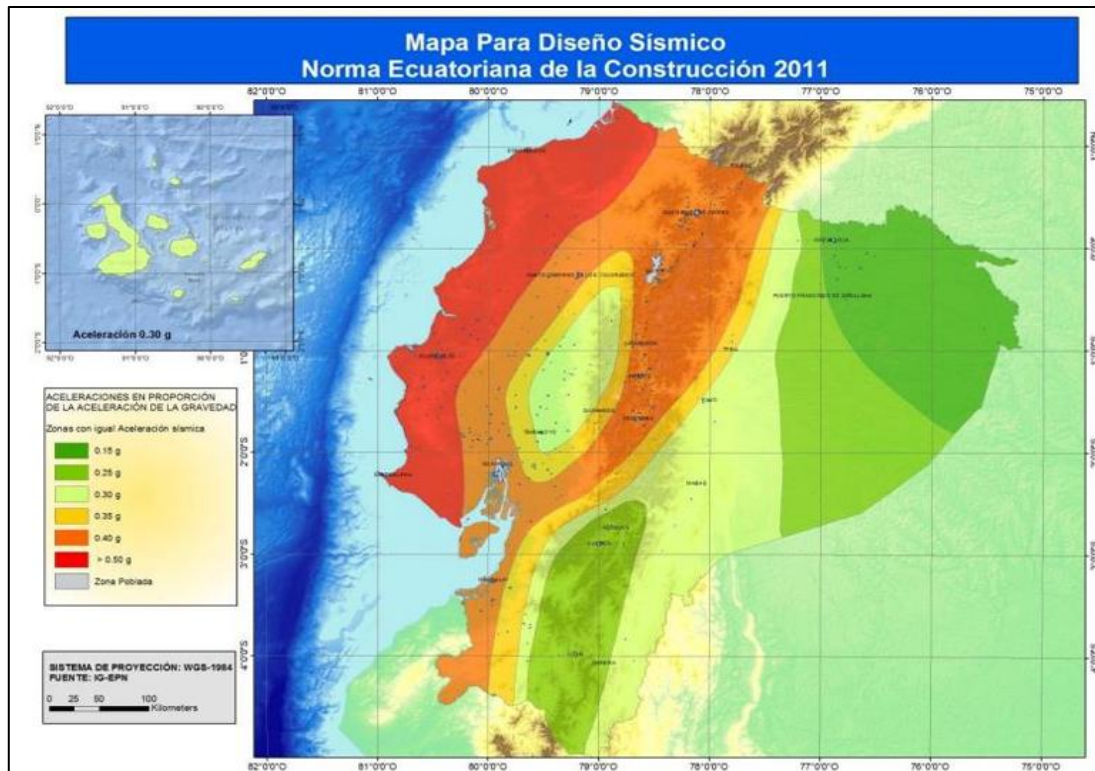


Figura 4 Zonas sísmicas y aceleraciones del Ecuador

Fuente: (NEC, 2015)

La tabla 3 categoriza las áreas según su actividad sísmica, detallando las características de cada zona y el valor de la aceleración máxima esperada en la roca. Este valor, denominado Z , se expresa como un porcentaje de la aceleración gravitacional.

Tabla 3 Valor de Z para cada zona sísmica

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

Fuente: (NEC, 2015)

La norma ecuatoriana de la construcción del año 2015, en su sección 3.2 presenta las cargas sísmicas y al diseño sismorresistente, establece los valores del factor F_a . Este

factor es crucial para determinar la magnitud de la componente horizontal de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura.

Tabla 4 Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015)

2.5.1 Tipos de suelos para el diseño sísmico

Dentro de la NEC 2015, específicamente en la sección 3.2 muestra las cargas sísmicas y el diseño sismorresistente, se presenta la tabla 5 que detalla los distintos tipos de perfiles y los criterios fundamentales que se utilizan para su clasificación.

Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumple con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
F	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 - Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC, 2015)

2.6 Materiales y Métodos

2.6.1 Exploración preliminar y planificación

Se realizó el análisis geotécnico en el predio de la Universidad Católica, sede Azogues, con una inspección visual exhaustiva. Este reconocimiento inicial permitió identificar la topografía del terreno y determinar la viabilidad de realizar los ensayos geotécnicos necesarios. Paralelamente, se consultaron cartas geológicas del Instituto Geográfico Militar (IGM) para comprender la geología local. Esta información combinada fue crucial para planificar la exploración del sitio, que incluyó la ejecución de dos ensayos de penetración estándar (SPT) en las áreas propuestas para la construcción. Además, se propuso una línea sísmica de 24 metros para evaluar las propiedades del subsuelo mediante refracción sísmica (MASW). Finalmente, se decidió realizar una calicata cerca de la ribera del río, seleccionando cuidadosamente la ubicación para minimizar el impacto ambiental durante la extracción de muestras.

2.6.2 Exploración de campo.

Para caracterizar el subsuelo del predio, se implementó una estrategia de exploración combinada. Inicialmente, se realizaron dos ensayos de penetración estándar (SPT) con el fin de obtener muestras de suelo y evaluar la resistencia a la penetración. Los datos resultantes, mediante correlaciones empíricas, permitieron estimar parámetros geofísicos y geomecánicos cruciales para el diseño de la cimentación. Complementariamente, se ejecutó una línea sísmica de 24 metros, empleando la técnica MASW, para generar una imagen del subsuelo. Este ensayo geofísico proporcionó información sobre las velocidades de propagación de ondas P y S (V_p y V_s), lo que facilitó la clasificación estratigráfica del suelo y la identificación de posibles discontinuidades. Finalmente, se excavó una calicata cerca de la ribera del río, seleccionando cuidadosamente

la ubicación para obtener una muestra inalterada. Esta muestra se destinó a la realización de ensayos de laboratorio detallados, con el objetivo de determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo con mayor precisión.

2.6.3 Ensayos de laboratorio.

Los especímenes obtenidos de los ensayos de penetración estándar (SPT), tomadas a intervalos de un metro de profundidad, fueron sometidas a análisis de laboratorio para determinar su granulometría, clasificándolas según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Estos análisis permitieron obtener información detallada sobre la distribución de tamaños de partículas, los límites de Atterberg y el contenido de humedad del suelo. De manera similar, la muestra inalterada extraída de la calicata se utilizó para realizar ensayos de granulometría, límites de Atterberg y humedad, siguiendo también la clasificación SUCS. Adicionalmente, de la muestra extraída de la calicata se obtuvieron submuestras para la realización de ensayos de corte directo, compresión simple y triaxiales. Estos ensayos proporcionaron parámetros geotécnicos y geofísicos esenciales para comprender el comportamiento mecánico del suelo.

2.6.4 Análisis e interpretación de datos.

Tras la recopilación de datos tanto de campo como de laboratorio, se procedió a su interpretación integral. Este análisis permitió la elaboración del perfil estratigráfico detallado del terreno, la determinación precisa del ángulo de fricción interna del suelo y su clasificación según normativas estándar. Además, se calculó la capacidad de carga admisible (q_{adm}) del terreno, un parámetro crucial para el diseño de la cimentación. Finalmente, se realizaron cálculos de asentamiento del suelo, con el fin de prever y mitigar posibles deformaciones que podrían afectar la estabilidad de la estructura.

2.7 Estudio Geotécnico

El estudio geotécnico es un proceso fundamental en la ingeniería civil que implica la investigación del subsuelo para obtener parámetros de diseño y construcción de obras que estén en contacto con el suelo. Su objetivo principal es garantizar la seguridad de las estructuras y prevenir riesgos para la vida humana, evitando pérdidas y daños a construcciones vecinas. Este estudio proporciona información crucial sobre las características del suelo, lo que permite a los ingenieros diseñar cimentaciones adecuadas y tomar decisiones informadas sobre los materiales y técnicas de construcción a utilizar (NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015a).

2.8 Metodología

En este trabajo propuesto se llevó a cabo una serie de ensayos de campo y laboratorio que estarán sujetos a la metodología que propone la normativa NEC 2015 y ASTM. Para lo cual se explica a continuación los métodos de exploración utilizados.

Tabla 6 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: (NEC, 2015)

Es necesario que el número de sondeos realizados en cada proyecto abarque por completo la superficie donde se levantarán los edificios o unidades constructivas. Además, deben incluirse las áreas adyacentes que puedan ser impactadas por taludes u otras modificaciones, con el fin de analizar el comportamiento geotécnico de la estructura y su vecindad (NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015a).

En concordancia con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), que establece el número mínimo de sondeos geotécnicos según la categoría de la unidad de construcción, se clasificó el proyecto en la categoría media. Para cumplir con los requerimientos normativos, se ejecutaron un total de cuatro puntos de investigación, consistentes en dos ensayos de Penetración Estándar (SPT), una línea de exploración sísmica mediante el método de Ondas Superficiales (MASW) y una calicata. De esta manera, se satisface el número mínimo de exploraciones geotécnicas exigido por la NEC para edificaciones de esta categoría.

2.9 Métodos de Exploración

2.9.1 Exploración Directa

Este método de exploración nos permite obtener muestras de suelo, tanto alteradas como inalteradas, que son llevadas a un laboratorio para realizar ensayos y determinar sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas. Además, la exploración directa permite determinar la estratigrafía del suelo, es decir, la identificación y descripción de las diferentes capas o estratos que componen el perfil del suelo. Se registra la profundidad y el espesor de cada estrato, así como sus características visuales y táctiles. Esta información es fundamental para comprender la distribución y la variabilidad de los suelos en el área de estudio (Joseph E. Bowles, 1982).

Asimismo, la exploración directa facilita la identificación del nivel freático, que es la profundidad a la que se encuentra el agua subterránea. Otro aspecto importante de la exploración directa es la localización de depósitos de roca. Se identifica la presencia de afloramientos rocosos o de estratos de roca en el subsuelo. Por lo tanto, la exploración directa del suelo es un proceso fundamental para garantizar la seguridad y la estabilidad de las construcciones (Joseph E. Bowles, 1982). Así mismo se dan a conocer las actividades ejecutadas mediante exploración directa:

2.9.2 Calicatas o Trincheras

Las calicatas, también conocidas como zanjas o trincheras, son excavaciones realizadas manualmente o con maquinaria con el propósito de examinar el terreno. Estas excavaciones permiten obtener muestras para ensayos de laboratorio y ejecutar pruebas in situ, proporcionando información valiosa sobre las características del suelo. Las calicatas suelen tener un tamaño que oscila entre 1.5m a 2.0m de diámetro, ya sean de forma rectangular o circular. Estas dimensiones facilitan el acceso al interior de la excavación para examinar los estratos del suelo y llevar a cabo pruebas in situ de manera eficiente. Las calicatas se pueden realizar mediante excavaciones manuales o utilizando maquinaria especializada, como excavadoras o retroexcavadoras. La elección del método dependerá de factores como la profundidad deseada, las condiciones del terreno y la disponibilidad de recursos (Macedo, 2018).

2.9.3 Ensayo SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT) es un método de exploración geotécnica ampliamente utilizado para evaluar la resistencia de los suelos. Consiste en hincar un muestreador estándar en el terreno mediante golpes repetidos de un martillo de masa de 140 libras en caída libre a una altura de 76 cm. El conteo del número de golpes necesarios para penetrar tramos sucesivos de 15cm se registra y se utiliza para determinar la resistencia del suelo.

La norma ASTM D 1586 establece el procedimiento estándar para realizar el ensayo SPT. Durante el ensayo, se contabiliza el número de golpes necesarios para hincar el muestreador en tres tramos de 15cm, hasta llegar a los 45cm. El valor de interés es el número de golpes en los dos últimos tramos, de 15cm a 30cm y de 30cm a 45cm (Briceño et al., 2018).

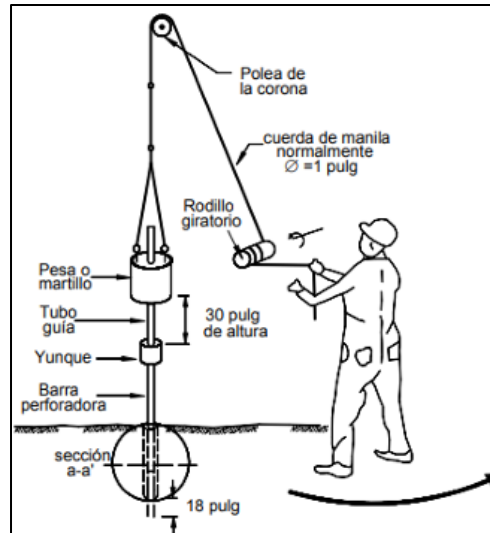


Figura 5 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Fuente: (Suárez Díaz, 2009)

El número de golpes requeridos para el primer tramo de 15cm se define como el asiento. Los dos tramos finales de 30cm cada uno se utilizan para determinar la resistencia a la penetración estándar, también conocida como valor N (Briceño et al., 2018).

La muestra de suelo obtenida será examinada por el perforador, quien elabora una descripción detallada de sus características. Posteriormente, la muestra se sella cuidadosamente para preservar su humedad natural y asegurar que conserve sus propiedades inalteradas hasta su llegada al laboratorio, donde se llevará a cabo el análisis correspondiente (Briceño et al., 2018).

El ensayo termina si presenta alguno de los siguientes casos:

- ✓ Si se aplica un total de 50 golpes en cualquiera de los 3 tramos de 15cm.
- ✓ Al momento de aplicar un total de 100 golpes.
- ✓ Si no existe un avance en el muestreador al aplicar 10 golpes consecutivos.
- ✓ Si el muestreador se hunde con el peso propio del martillo.

El ensayo de penetración estándar se creó inicialmente para la evaluación de suelos granulares. No obstante, en el Reino Unido, Stroud (1974) desarrolló una relación empírica que permite estimar la consistencia de formaciones geológicas como rocas de baja

resistencia y arcillas de alta consolidación, a partir del valor N obtenido en el ensayo, la eficiencia del martinete varía entre 30% a 60% (Jaime Suárez, 2009).

El N₆₀ está dado por la siguiente formula:

$$N_{60} = N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R$$

Donde:

N_{60} = número de penetración corregido por condiciones de campo

N = número de penetración estándar obtenido en campo

N_{60} = número de penetración corregido por condiciones de campo

η_H = eficiencia del martinete, corrección por energía (%)

η_B = corrección por diámetro de la perforación

η_S = corrección por muestreador

η_R = corrección por longitud de barra

Tabla 7 Variación de los factores de corrección

1.Variación de η_H				2.Variación η_B	
País		Liberación del	η_H	Diámetro	η_B
		martinete	(%)	mm	
Japón	Tiroide	Caída libre	78	60 – 120	1
	Tiroide	Cuerda y polea	67	150	1.05
Estados Unidos	De	Cuerda y polea	60	200	1.15
	seguridad				
	Tiroide	Cuerda y polea	45		
Argentina	Tiroide	Cuerda y polea	45	4.Variación de η_R	
China	Tiroide	Caída libre	60	Longitud	
	Tiroide	Cuerda y polea	50	de la barra,	
3.Variación de η_s				m	η_R
Variable		η_s		>10	1.0
Muestreador estándar		1.0		6 – 10	0.95
Con recubrimiento para arena y arcilla densas		0.8		4 – 6	0.85
Con recubrimiento para arena suelta		0.9		0 - 4	0.75

Fuente: (Das, 2012)

- ✓ Para calcular el ángulo de fricción interna en suelos granulares, los autores como Peck, Hanson y Thornburn (1974) sugieren que se utilice la siguiente formula:

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054[N_{60}]^2$$

Así mismo la tabla 7 y 8 clasifica la compacidad de los suelos granulares y cohesivos respectivamente en función del N_{spt} :

Tabla 8 Relación de valores para parámetros de resistencia para suelos granulares

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T)	Resistencia a	
			la Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	<0.2	<4	<20	<30
Suelta	0.2 – 0.4	4 -10	20 – 40	30 – 35
Compacta	0.4 – 0.6	10 - 30	40 – 120	35 – 40
Densa	0.6 – 0.8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Muy Densa	>0.8	>50	>200	>45

Fuente: (ASTM D1586, 1996)

Tabla 9 Relación de valores para parámetros de resistencia para suelos cohesivos

CONSISTENCIAS (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T)	Qu (kg/cm ²) Resistencia a la Compresión Simple	E (kg/cm ²)
Muy blanda	<2	<0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	>30	>4	200

Fuente: (ASTM D1586, 1996)

- ✓ De igual manera el módulo de elasticidad se puede calcular por la formulación propuesta por Schmertmann (1970) con la siguiente ecuación:

$$E_s = 766 * N_{60} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

La tabla 9 muestra la consistencia de los suelos propuesta por Braja Das por medio de los módulos de elasticidad:

Tabla 10 Relación consistencia vs módulo de elasticidad

Consistencia	Módulo de Elasticidad E (Mpa)
Suelto	2 – 10
Medianamente denso	10 – 50
Denso	50 – 100
Muy denso	100 - 200

Fuente: (Braja Das 2012)

- ✓ Por otra parte, la densidad relativa en suelos granulares propuesta por Meyerhof (1957) establece:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{\left[17 + 24 \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)\right]}}$$

Donde:

σ'_0 = Presión de sobrecarga efectiva $\sigma'_0 = (\gamma * h)$ en kN/m²

γ = Peso específico del suelo kN/m³

h = altura en la que está el estrato de suelo

P_a = Presión atmosférica 100 kN/m²

La tabla 10 indica la clasificación de los suelos mediante su densidad relativa propuesta por Terzaghi y Peck:

Tabla 11 Densidad relativa de un suelo

Dr (%)	Descripción
0-20	muy suelto
20-40	Suelto
40-60	Medio
60-80	Denso
80-100	Muy denso

Fuente: (Terzaghi y Peck 1948).

- ✓ Módulo de Poisson, lo cual sirve para suelos granulares y cohesivos, por Wulfsohn y Adams (2002) establece:

$$\mu = \frac{k_0}{(1 + k_0)}$$

Donde:

μ = coeficiente de poisson

k_0 =

Si $IP < 40$, $k_0 = 0.40 + 0.004 * IP$

Si $IP \geq 40$, $k_0 = 0.68 + 0.001 * (IP - 40)$

2.10 Capacidad última de carga – Ecuación General

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible (q_{adm}), se utilizó el criterio dado por Terzaghi y Peck para falla por cortante general, al igual que el criterio de Meyerhof (1963), que deriva del Terzaghi. Se consideraron los factores utilizados por Vesic para plintos aislados o cimentación corrida (caso de estructura que puede estar sometida a asentamientos diferenciales), con un factor de seguridad conforme la NEC 2015 para las estructuras proyectadas de alta importancia de $F_s=3$; de igual manera, se consideró el criterio de Hansen para determinar dicha capacidad. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

C: Cohesión a la profundidad de cimentación

q: esfuerzo efectivo al fondo de la cimentación

γ : peso específico del suelo

B: ancho de la cimentación

N_c ; N_q ; N_γ Factores de capacidad de carga dados por (Vesic 1973):

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

F_{cs} ; F_{qs} ; $F_{\gamma s}$ Factores de forma de la cimentación – DeBeer (1970):

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

F_{cd} ; F_{qd} ; $F_{\gamma d}$ Factores de profundidad - Hansen (1970)

$$\text{Si; } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$\text{Para } \phi = 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\text{Para } \phi' > 0:$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\text{Si; } \frac{Df}{B} > 1$$

Para $\phi = 0$:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right)}_{\text{radianes}}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para $\phi > 0$:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right)}_{\text{radianes}}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

F_{ci} ; F_{qi} ; $F_{\gamma i}$ Factores de inclinación Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'} \right)$$

β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a a vertical

2.11 Análisis por asentamientos inmediatos

Dada la característica de los estratos, los asentamientos serán por consolidación y ocurrirán posteriores al período de construcción de la obra.

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones BxL puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$S_e = q_o(\alpha \cdot B') \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s \cdot I_f$$

Donde:

S_e = asentamiento elástico

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s = relación de Poisson del suelo

E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, medido desde $z = 0$ a aproximadamente $z = 5B$

$B' = B/2$ para el centro de la cimentación

$=B$ para una esquina de la cimentación

I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

Los coeficientes F_1 y F_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de Steinbrenner (1934) (V. Bowles). Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación, se utiliza:

$$\alpha = 4,$$

$$m' = L / B$$

$$n' = H / (B/2)$$

Para calcular el asentamiento en una esquina de la cimentación

$$\alpha = 1$$

$$m' = L/B$$

$$n' = H/B$$

Con estos parámetros se obtienen los valores de F_1 y F_2 de las tablas las 12 y 13.

Tabla 12 Variación de F1, con m' y n'

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Fuente: (Braja M.D,2001).

Tabla 13 Variación de F2, con m' y n'

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

Fuente: (Braja M.D,2001).

El coeficiente de influencia I_f deriva de las ecuaciones de Fox (1948), que está en función de:

$$I_f = \text{factor de profundidad} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s \text{ y } \frac{L}{B}\right)$$

Este valor se obtiene de la siguiente tabla 14.

Tabla 14 Variación de I_f con D_f/B , B/L y μ_s

μ_s	D_f/B	B/L		
		0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Fuente: (Braja M.D,2001).

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asentamientos se considera una profundidad del bulbo de tensiones igual a $5B$, si el sustrato rocoso se encuentra a una profundidad mayor.

2.12 Métodos Indirectos

Como métodos indirectos tenemos la geofísica que emplea técnicas de exploración indirecta para caracterizar el subsuelo, mediante la medición de parámetros físicos que, al correlacionarse con las propiedades geológicas, permiten inferir la composición y estructura del terreno. Diversos métodos geofísicos se aplican para determinar estos parámetros, entre los que destacan: el método magnético, que analiza la permeabilidad magnética; el método sísmico, que estudia la propagación y variación de ondas sísmicas; el método eléctrico, que evalúa la resistividad y conductividad eléctrica; el método radiactivo, que mide la emisión de radiación natural; y el método gravimétrico, que determina la susceptibilidad magnética (Linares et al., 2002).

2.12.1 Método de Refracción Sísmica

El método sísmico de refracción es una técnica geofísica que permite explorar el subsuelo mediante el análisis de la propagación de ondas sísmicas. Al generar ondas artificiales y medir el tiempo que tardan en llegar a una serie de sensores (geófonos), es posible determinar la velocidad de las ondas en cada capa del subsuelo y, por lo tanto, inferir su composición y profundidad. La energía necesaria para generar estas ondas puede obtenerse de diversas fuentes, como explosiones o impactos de herramientas manuales, dependiendo de la profundidad de investigación. Los datos obtenidos se representan gráficamente en curvas domocrónicas, que relacionan el tiempo de llegada de las ondas con la distancia al punto de origen (Ampuero & Van Sint Jan, 2004).

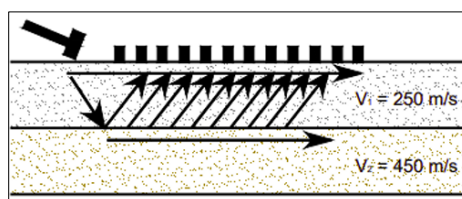


Figura 6 Esquema de ensayo de refracción y reflexión sísmica

Fuente: (Aponte, 2011)

Las ondas P y S se utilizan en este tipo de estudio. Las ondas P, o primarias, se generan fácilmente y proporcionan información sobre la velocidad de las ondas compresionales en el medio. Las ondas S, o secundarias, son complicadas de generar, pero permiten determinar parámetros importantes como los módulos elásticos y los períodos fundamentales de vibración. Existen diferentes técnicas para medir las ondas S, como uphole, downhole, crosshole y refracción, siendo esta última la más común. La refracción sísmica utiliza geófonos con componentes horizontales para registrar las ondas S que se refractan en las interfaces entre las diferentes capas del subsuelo. Esta técnica es ampliamente utilizada en ingeniería civil y geotecnia para caracterizar el terreno y evaluar su comportamiento ante diferentes solicitaciones.

2.12.2 Tipos de Ondas Sísmicas

En el estudio de la propagación de ondas, se distinguen dos categorías principales: las ondas de cuerpo y las ondas superficiales. Las ondas de cuerpo, que se propagan a través del interior de un medio, se subdividen en ondas P y ondas S. Las ondas P, también conocidas como ondas longitudinales o primarias, se caracterizan por su capacidad de transmitirse tanto en medios sólidos como líquidos. Su desplazamiento se produce mediante compresiones y expansiones paralelas a la dirección de transmisión de la onda. En contraste, las ondas S, denominadas ondas transversales o secundarias, solo se propagan en medios sólidos. Su movimiento se produce mediante desplazamientos perpendiculares a la dirección de propagación de la onda (Sellés-Martínez, 2023).

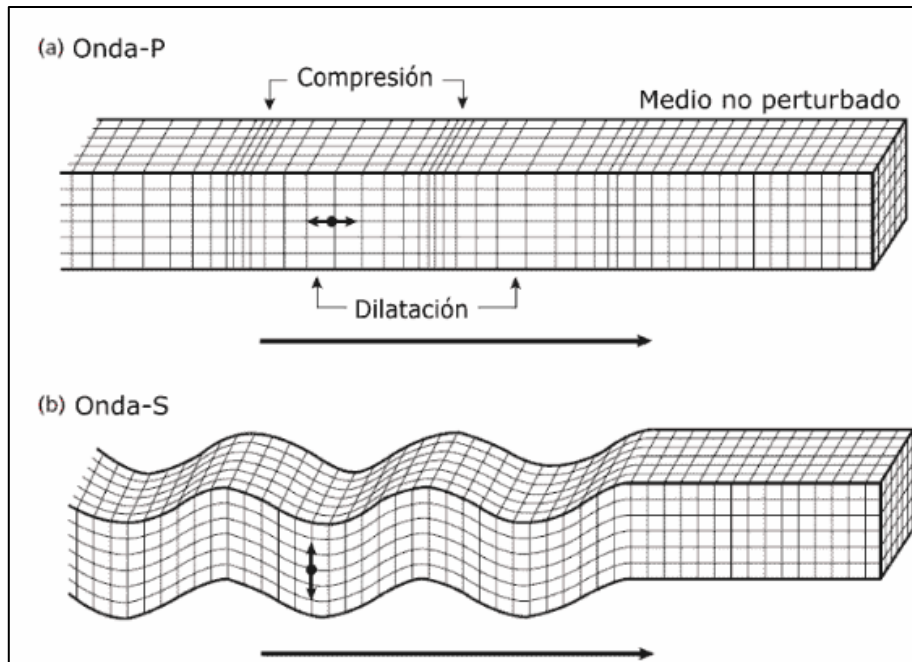


Figura 7 Ondas primarias o de compresión P y ondas secundarias o de corte S

Fuente: (Lazcano, 2007)

Las ondas secundarias (V_s) se propagan a velocidades inferiores a las ondas primarias V_p . Adicionalmente, las ondas superficiales, caracterizadas por su baja frecuencia, y poseen una velocidad de propagación que es aproximadamente un 20% menor en comparación con las ondas V_p .

Las ondas superficiales son las principales responsables de los daños significativos durante un evento sísmico, especialmente en terrenos no consolidados o saturados de agua, debido a su propagación exclusiva a lo largo de la superficie terrestre. Dentro de esta categoría, las ondas Love y Rayleigh destacan por presentar patrones de movimiento de partículas complejos (Sellés-Martínez, 2023).

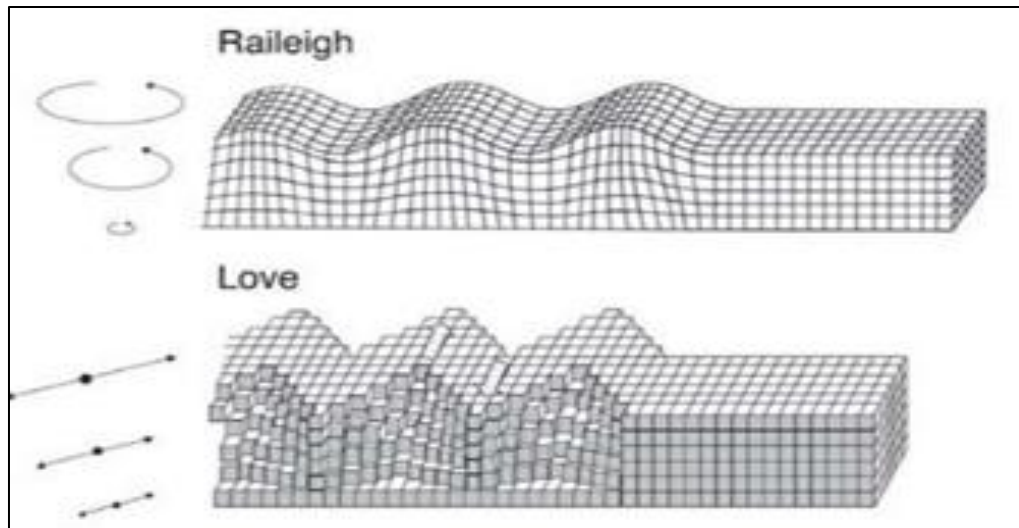


Figura 8 Ondas superficiales Rayleigh y Love

Fuente: (Sellés Martínez, 2023)

2.13 Principios de la Sísmica de (Huyghens, Fermat y Snell)

El traslado ondulatorio se rige por el principio de Huygens, que establece que cada punto de un frente de onda actúa como una fuente de ondas secundarias, y el principio de Fermat, que dicta que la trayectoria de una onda entre dos puntos es aquella que minimiza el tiempo de viaje; estos principios son fundamentales para entender la ley de Snell, que describe cómo la luz cambia de dirección (refracción) al pasar de un medio a otro con diferentes propiedades, donde parte de la onda se refleja y otra se transmite, alterando su trayectoria según las velocidades de propagación en ambos medios y los ángulos de incidencia y refracción (Herrera, 2013).

2.13.1 ReMi

El método de refracción por microtremores, desarrollado por Louie en 2001, emplea una configuración similar a la sísmica de refracción, utilizando doce geófonos para registrar la dispersión de ondas superficiales, con especial atención a las ondas Rayleigh. A partir del análisis de estas ondas, se realiza una inversión de las curvas de dispersión para obtener los perfiles de velocidad de corte V_s en los primeros 30 metros del terreno. La altura de

exploración del ensayo varía según la separación entre los geófonos, pudiendo ajustarse desde 1 metro para alta resolución, hasta 10 metros para alcanzar mayores profundidades, con una frecuencia de registro de 4.5 Hz (Castrechini, 2019).

El análisis espectral de velocidad, basado en la transformada p - τ o slantstack, reconfigura la información sísmica al transformar los registros de sismógrafos, que muestran la relación entre amplitud, distancia y tiempo (x - t), en un nuevo dominio donde las amplitudes se expresan en función del parámetro de rayo p (inverso de la velocidad aparente) y el tiempo de intercepción τ . En esencia, este proceso permite descomponer las ondas sísmicas en sus componentes de velocidad y ángulo, facilitando la identificación y caracterización de las diferentes ondas presentes en el subsuelo (Díaz & Castillo, 2007).

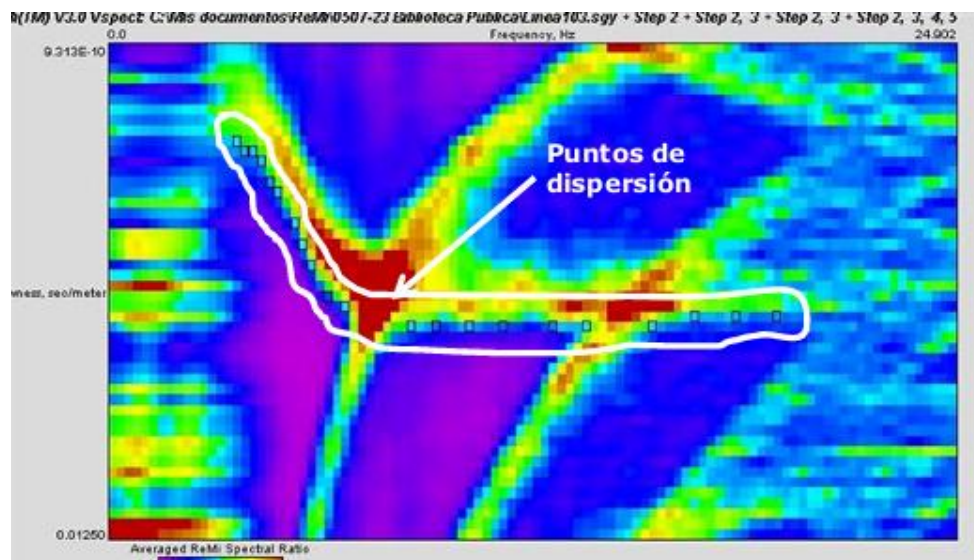


Figura 9 Espectro de velocidad frecuencia-tardanza mediante ReMi

Fuente: (Lazcano, 2007)

Después de obtener los datos en el dominio p - τ , se aplica la transformada de Fourier al tiempo de intercepción τ , lo que traslada la información al dominio p - f , también conocido como el dominio de la inversa de la velocidad. Este paso permite concentrar la energía espectral total en un único valor de velocidad, a partir de la suma de todos los registros de tiempos de intercepción. Dentro del espectro p - f resultante, se pueden identificar patrones,

especialmente aquellos generados por las ondas Rayleigh, que revelan la curva de dispersión del subsuelo. Esta curva es esencial para el posterior análisis de inversión, donde se determinan las velocidades de corte del terreno (Díaz & Castillo, 2007).

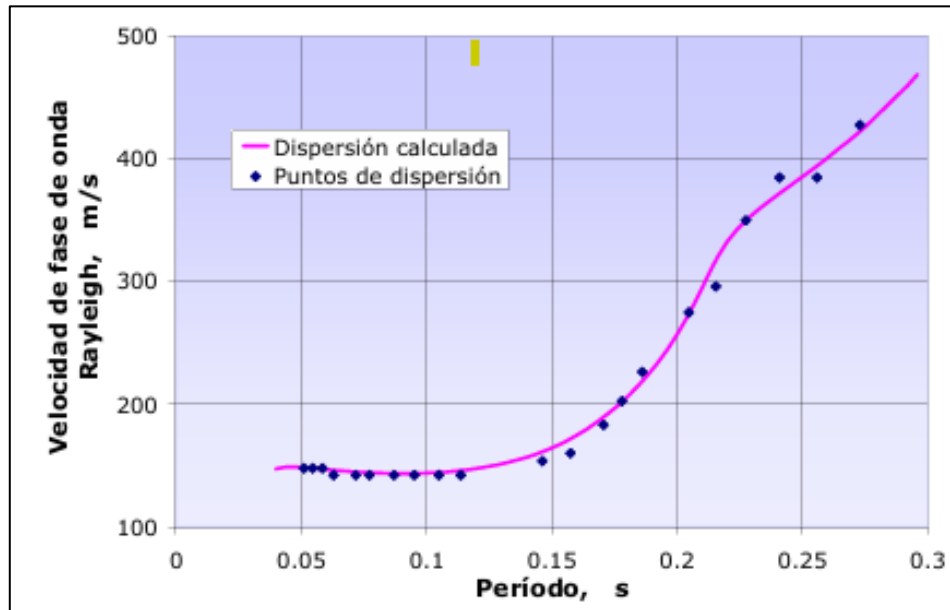


Figura 10 Gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh del método ReMi.

Fuente: (Lazcano, 2007)

El paso final consiste en construir la gráfica que relaciona los períodos con la velocidad de fase de las ondas Rayleigh. Esto se logra mediante la inversión del espectro p-f, donde se observa un cambio en la tendencia de la curva, pasando de descendente a ascendente. La curva de dispersión resultante, derivada de esta gráfica período-velocidad, proporciona información valiosa para determinar los espesores de las capas del subsuelo y las velocidades de corte V_s . En otras palabras, la relación entre el periodo de las ondas y su velocidad de propagación nos da información sobre las propiedades mecánicas del subsuelo (Díaz & Castillo, 2007).

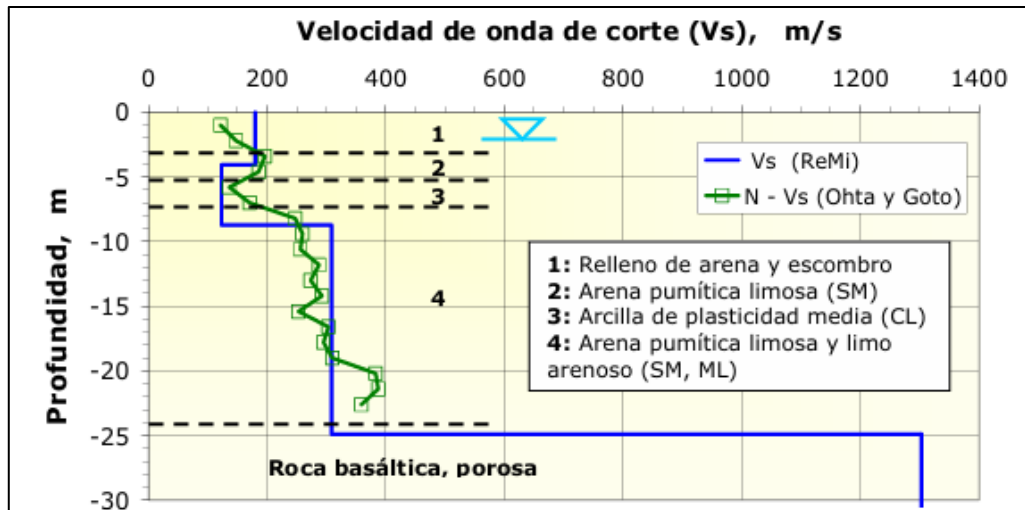


Figura 11 Perfil unidimensional de velocidad de onda de corte V_s contra profundidad.

Fuente: (Lazcano, 2007)

2.14 Método Análisis Multicanal de ondas superficiales MASW

El método de arreglo sísmico multi-canal MASW es una técnica geofísica ampliamente utilizada en ingeniería geotécnica para evaluar y cuantificar las propiedades dinámicas del suelo. En particular, el MASW es ideal para determinar los perfiles de velocidad de las ondas de corte V_s , un parámetro fundamental para evaluar la respuesta del suelo ante cargas sísmicas. Los parámetros externos que influyen en la adquisición de datos son:

- Fuente generadores
- Distancia entre la fuente generadora y sensor más cercano
- Distancia inter-geofonal
- Longitud total del arreglo sísmico

El ensayo MASW se basa en el análisis de las ondas superficiales generadas por la fuente sísmica. Estas ondas se propagan a lo largo de la superficie del terreno y su velocidad depende de las propiedades elásticas del suelo. Al medir la velocidad de propagación de estas ondas, es posible inferir las variaciones de la velocidad de las ondas de corte (V_s) en profundidad. A partir de estos perfiles de velocidad, se pueden obtener importantes

parámetros geotécnicos como el módulo de corte, la densidad y la relación de Poisson del suelo.

2.15 Parámetros mecánicos del suelo

El método de la sísmica de refracción ha permitido establecer relaciones prácticas basadas en el análisis de ondas compresionales y de corte, facilitando la estimación de propiedades mecánicas del subsuelo. Al estudiar cómo se propagan las ondas sísmicas a través del terreno, se han desarrollado fórmulas que permiten calcular características como la rigidez y la resistencia de los materiales (Pazmiño, 2017):

- ✓ Ángulo de fricción interna (grados)

$$\phi = 0.7792 * \frac{V_p}{V_s} + 26.529$$

- ✓ Cohesión (kg/cm²)

$$c = 0.908 - 0.0168 * \frac{V_p}{V_s}$$

2.16 Correlación del número de golpes N del ensayo SPT con las ondas Vp

El ensayo de Penetración Estándar (SPT) y las velocidades de ondas longitudinales están conectados. En suelos de loess en Ucrania, Mindel encontró una fórmula para estimar la velocidad de estas ondas:

$$N = 0.0284 * V_p - 7.6$$

Peck, Hanson y Thornburn propusieron una fórmula para calcular cuánto peso puede soportar un suelo, basada en el número de golpes obtenidos:

$$Q_{adm} = 0.133 * N \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.17 Parámetros elásticos del subsuelo.

Relación de Poisson (ν): Cuando un material se deforma bajo presión, específicamente cómo cambian sus dimensiones transversales en comparación con sus dimensiones longitudinales, está íntimamente ligada a la velocidad con que las ondas sísmicas se propagan sobre el suelo. Dado que estas velocidades de onda reflejan las propiedades elásticas del material, es posible cuantificar esta relación a través del coeficiente de Poisson (Alvarez & Aceves, 2003):

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

Peso volumétrico (γ): La rapidez con que las ondas de compresión se propagan a través de un material puede proporcionar una estimación de su peso por unidad de volumen, expresado en gr/cm^3 (Naranjo & Dranichnikov, 2012):

$$\gamma = 1.1516 * 10^{-2} * \sqrt{V_p} + 1.3$$

2.18 Velocidades de onda características de suelos y rocas

La norma ASTM D 5777-18 proporciona una referencia valiosa para la caracterización de materiales, presentando rangos típicos de velocidades de onda primaria V_p y secundaria V_s , en la tabla 15 y 16 se presentan diversos valores de velocidad referente a otros autores.

Tabla 15 Rango de velocidad de onda para suelos y roca.

Tipo de Material	Vp (m/s)	Vs(m/s)
Suelo de superficie erosionada	240-610	144-366
Grava o arena seca-	460-915	276-549
Arena saturada	1220-1830	732-1098
Arcilla saturada	910-2750	546-1650
Agua	1430-1665	858-999
Agua de mar	1460-1525	876-915
Arenisca	1830-3950	1098-2376
Esquisto, arcilla esquistosa	2750-4270	1650-2562
Yeso o Tiza	1830-3950	1098-2376
Caliza	2134-6100	1280-3660
Granito	4575-5800	2745-3480
Roca metamórfica	3050-7000	1830-4200

Fuente: (ASTM D5777, 2018)

Tabla 16 Valores promedio de onda para distintos materiales

Tipo de suelo / material	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ligero y seco	183-274	110-165
Arcilloso húmedo o Limoso	305-396	183-219
Arcilloso	396-610	238-366
Arcilla roja	497	298
Arena arcillosa semi - consolidada	381-655	228-393
Marga húmeda	762	457
Arcilla densa y húmeda según profundidad	914-1524	549-914
Escombros o grava	600-792	360-475
Arena cementada	853-975	512-585
Arcilla arenosa	975-1158	585-695

Fuente: (Redpath, 1973)

La determinación de la velocidad de onda de corte (V_s) en los primeros 30 metros del suelo (V_{s30}), a través de ensayos como el MASW, es fundamental en geotecnia y sismología. Estos valores permiten caracterizar el tipo de suelo y su respuesta ante sismos, información esencial para evaluar la interacción suelo-estructura y seleccionar los parámetros adecuados en el diseño sísmico de edificaciones, tal como lo indica la NEC-15 y las guías de la NEHRP.

Tabla 17 Valores Clasificación del tipo de suelo de acuerdo con la NEHRP

CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE ACUERDO CON LA NEHRP		
Tipo de suelo	Clasificación de suelo	V_s 30 (m/s)
A	Roca dura	>1500
B	Roca	760-1500
C	Suelo muy denso o roca suave	360-760
D	Suelo duro	180-360
E	Suelo suave	<180
F	Suelos especiales que requieren evaluación específica de sitio	-

Fuente: (NEHRP, 1977)

2.19 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio permiten determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo mediante pruebas como:

- 1) Contenido de Humedad (ASTM D2216).
- 2) Análisis Granulométrico (ASTM D422).
- 3) Límites de Atterberg (ASTM D4318).
- 4) Compresión Simple (ASTM D2166)
- 5) Corte Directo (ASTM D-3080)
- 6) Triaxial (ASTM D-2850).

2.19.1 Clasificación de Suelos Método SUCS

Inicialmente, la clasificación de suelos se basaba en el tamaño de las partículas, siendo pionero el sistema de Casagrande, adoptado en 1942 por el Cuerpo de Ingenieros de EE. UU. para la construcción de aeropistas. En la actualidad Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se basa en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg, es el más utilizado, similar al anterior, pero con ajustes, y está estandarizado por la ASTM como la norma D 2487 (Oliva, 2015).

La división inicial de los suelos se establece entre gruesos y finos, usando un tamiz número 200: si más de la mitad del material se queda en el tamiz, es suelo grueso, de lo contrario, es fino. Los suelos gruesos se subdividen en gravas (G) y arenas (S), según la cantidad retenida en el tamiz número 4. Si más del 50% de la fracción gruesa que pasó el tamiz número 200 también pasa el número 4, es arena; si no, es grava (Juárez & Rico, 2005).

Las gravas y arenas se categorizan en cuatro grupos según su graduación y contenido de finos: suelos bien graduados y limpios se designan con "W" (SW y GW), suelos mal graduados y limpios con "P" (SP y GP), suelos con finos no plásticos con "M" (SM y GM), y suelos con finos plásticos con "C" (SC y GC). Esta clasificación detalla la composición y características de los suelos gruesos, facilitando su identificación y aplicación en ingeniería (Juárez & Rico, 2005).

Los suelos finos se dividen en tres categorías principales: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y suelos orgánicos (O). La compresibilidad de estos suelos se determina mediante el límite líquido: si este es inferior al 50%, se clasifican como de baja o media compresibilidad (L), resultando en los grupos ML, CL y OL; si el límite líquido supera el 50%, se consideran de alta compresibilidad (H), formando los grupos MH, CH y OH. En resumen, la clasificación de suelos finos depende de su composición y plasticidad, reflejada en el límite líquido (Juárez & Rico, 2005).

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
Arenas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM		
	Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC	
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
		Orgánico	Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
			$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico		Pt	

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.
^c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$
^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.
^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Figura 12 Sistema Unificado de Clasificación de Suelo

Fuente: (Das, 2012)

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	<15% de arena	Grava bien graduada
	$\geq 15\%$ de arena	Grava bien graduada con arena
GP	<15% de arena	Grava mal graduada
	$\geq 15\%$ de arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	<15% de arena	Grava bien graduada con limo
	$\geq 15\%$ de arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	<15% de arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	$\geq 15\%$ de arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	<15% de arena	Grava mal graduada con limo
	$\geq 15\%$ de arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	<15% de arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	$\geq 15\%$ de arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	<15% de arena	Grava limosa
	$\geq 15\%$ de arena	Grava limosa con arena
GC	<15% de arena	Grava arcillosa
	$\geq 15\%$ de arena	Grava arcillosa con arena
GC-GM	<15% de arena	Grava limo arcillosa
	$\geq 15\%$ de arena	Grava limo arcillosa con arena
SW	<15% de grava	Arena bien graduada
	$\geq 15\%$ de grava	Arena bien graduada con grava
SP	<15% de grava	Arena mal graduada
	$\geq 15\%$ de grava	Arena mal graduada con grava
SW-SM	<15% de grava	Arena bien graduada con limo
	$\geq 15\%$ de grava	Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	<15% de grava	Arena bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	$\geq 15\%$ de grava	Arena bien graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SP-SM	<15% de grava	Arena mal graduada con limo
	$\geq 15\%$ de grava	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	<15% de grava	Arena mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	$\geq 15\%$ de grava	Arena mal graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SM	<15% de grava	Arena limosa
	$\geq 15\%$ de grava	Arena limosa con grava
SC	<15% de grava	Arena arcillosa
	$\geq 15\%$ de grava	Arena arcillosa con grava
SC-SM	<15% de grava	Arena limo arcillosa
	$\geq 15\%$ de grava	Arena limo arcillosa con grava

Figura 13 Gráfica de simbología y nombres de grupos de suelos.

Fuente: (Das, 2012)

2.19.2 Determinación de límites de Atterberg

En 1900, Albert Atterberg observó la plasticidad de las arcillas que no tienen una característica fija, sino que varía significativamente según el contenido de agua presente. Una arcilla muy seca puede carecer de plasticidad, mientras que la misma arcilla con alta humedad puede comportarse como un lodo o una suspensión líquida. Dependiendo de la cantidad de agua, un suelo plástico puede encontrarse en cuatro estados: líquido, plástico,

semisólido y sólido. Las transiciones entre estos estados ocurren a niveles específicos de humedad: el límite de contracción marca el paso de sólido a semisólido, el límite plástico señala el cambio de semisólido a plástico, y el límite líquido define el paso de plástico a líquido. Estos puntos críticos de humedad se conocen colectivamente como los límites de Atterberg (Das, 2012).

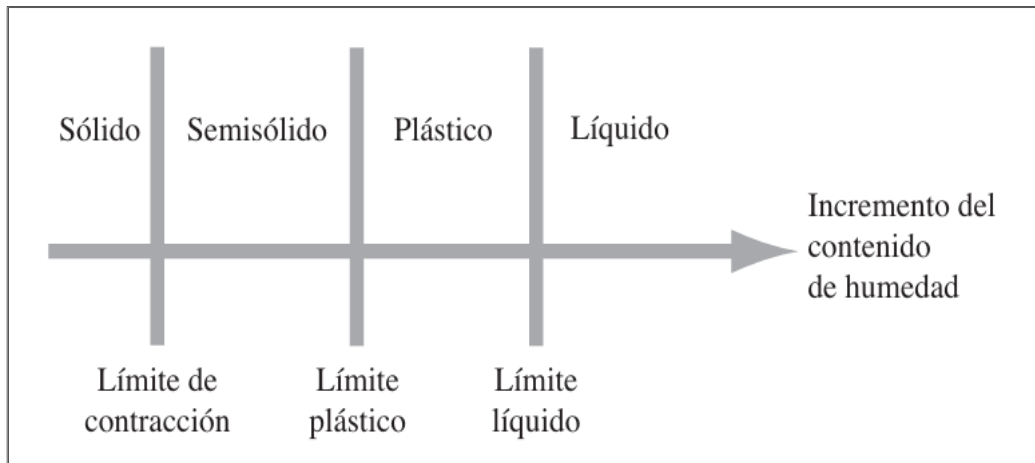


Figura 14 Límites de Atterberg

Fuente: (Das,2015)

2.19.3 Límite líquido

El límite líquido es el contenido de humedad a partir del cual un suelo pierde su cohesión y pasa de un estado plástico a un estado líquido. Este parámetro se determina mediante el ensayo de Casagrande, normalizado en la norma ASTM D4318. El ensayo consiste en colocar una muestra de suelo que ha pasado por el tamiz #40 en la copa de Casagrande y someterla a golpes hasta que una ranura de determinada longitud se cierre. El contenido de humedad correspondiente al número de golpes especificado (generalmente 25) se define como el límite líquido (Das, 2012).

2.19.4 Limite plástico

El límite plástico se define como el contenido de humedad al cual un suelo, al ser moldeado en forma de cilindro, comienza a desmoronarse cuando su diámetro alcanza aproximadamente 3 mm. Este parámetro, es fundamental en la clasificación de suelos, se determina siguiendo la norma (ASTM D4318). El ensayo consiste en amasar una porción de suelo hasta obtener una consistencia adecuada y luego extruirla en forma de cilindro, reduciendo gradualmente su diámetro hasta que se fracture. El contenido de humedad correspondiente a este punto de falla se denomina límite plástico (Das, 2012).

$$IP = LL - LP$$

2.19.5 Ensayo de Compresión Simple

El ensayo de compresión simple es una prueba fundamental en mecánica de suelos que permite determinar la resistencia a la compresión no confinada de un suelo cohesivo. Se basa en someter una muestra cilíndrica de suelo a una carga axial creciente hasta que se produce la falla. Durante el ensayo, se mide la deformación axial de la muestra y la carga aplicada. La resistencia a la compresión simple se define como la máxima carga soportada por la muestra dividida por su área. Este parámetro es de gran importancia en el diseño de cimentaciones y estructuras que interactúan con suelos, ya que proporciona una estimación de la capacidad portante del terreno (Álvarez, 2019).

La ejecución del ensayo de compresión simple se realiza siguiendo normas técnicas específicas. Las normas ASTM D2166 y la UNE-EN ISO 17892-7:2019 detallan los procedimientos a seguir, desde la preparación de la muestra (obtención, acondicionamiento y dimensiones) hasta la realización de la prueba y el análisis de los resultados. Es fundamental cumplir con estos estándares para garantizar la confiabilidad de los resultados. Durante el ensayo, se utiliza un equipo de compresión simple que aplica la carga axial de manera controlada y uniforme a la muestra. Los datos obtenidos se registran y procesan

para determinar la resistencia a la compresión simple y otros parámetros relevantes, como el módulo de elasticidad y la deformación a la falla (Álvarez, 2019).

El ensayo de compresión simple presenta ciertas limitaciones. Los resultados obtenidos son aplicables principalmente a suelos cohesivos y no pueden extrapolarse directamente a otros tipos de suelos. Además, la resistencia a la compresión simple es un parámetro que varía con la humedad del suelo y las condiciones de confinamiento. Por lo tanto, es importante complementar este ensayo con otros análisis para obtener una caracterización más completa del suelo (Álvarez, 2019).

2.19.6 Ensayo Triaxial

Los ensayos triaxiales son altamente fiables para determinar la resistencia del subsuelo, siguiendo la norma ASTM D-2850. Se coloca un espécimen cilíndrico de suelo, cubierta por una membrana de látex, dentro de una cámara. Discos porosos en los extremos, conectados a un sistema de drenaje, permiten controlar la saturación de la muestra. La muestra se somete a presiones mediante un líquido y una carga axial desde la parte superior. Para provocar la falla, se aplica un esfuerzo axial adicional, llamado esfuerzo desviador, ya sea aumentando pesos gradualmente o mediante una prensa hidráulica que proporciona una deformación axial constante (Das, 2012).

La presión del agua dentro de la cámara genera fuerzas en todas direcciones sobre la muestra de suelo, resultando en tres esfuerzos principales: el mayor, el intermedio y el mínimo. Durante la prueba de compresión, el esfuerzo principal mayor se debe a la presión axial aplicada, mientras que los esfuerzos intermedio y mínimo son iguales y corresponden a la presión lateral ejercida por el agua (Oscar et al., 2011).

Las pruebas triaxiales se dividen en tres tipos principales: la prueba consolidada drenada (CD), donde se aplica una presión inicial para permitir la consolidación del suelo y luego se aumenta la carga axial lentamente, permitiendo el drenaje total del agua; la

prueba consolidada no drenada (CU), donde la muestra se consolida bajo presión inicial, pero luego se somete a un aumento rápido de la carga axial, impidiendo el drenaje y manteniendo el volumen constante; y la prueba no consolidada no drenada (UU), donde no se permite la consolidación en ninguna etapa, aplicando presión y carga axial de inmediato para llevar el suelo a la falla, siendo especialmente útil en suelos arcillosos (Oscar et al., 2011).

2.19.7 Ensayo de corte directo

Es uno de los ensayo sencillo y tradicional en ingeniería geotécnica, evalúa la resistencia al corte de un suelo mediante una caja metálica que contiene la muestra, ya sea cuadrada o circular. Los especímenes, con dimensiones aproximadas de 20 a 25 cm² de área y 25 a 30 mm de altura, se colocan en una caja dividida horizontalmente en dos partes; una fija y otra móvil. Se aplica una fuerza vertical sobre la parte superior y una fuerza horizontal a velocidad constante en la sección móvil, provocando la falla a lo largo de un plano. Este procedimiento está normalizado por la ASTM D-3080 (Gómez et al., 2016).

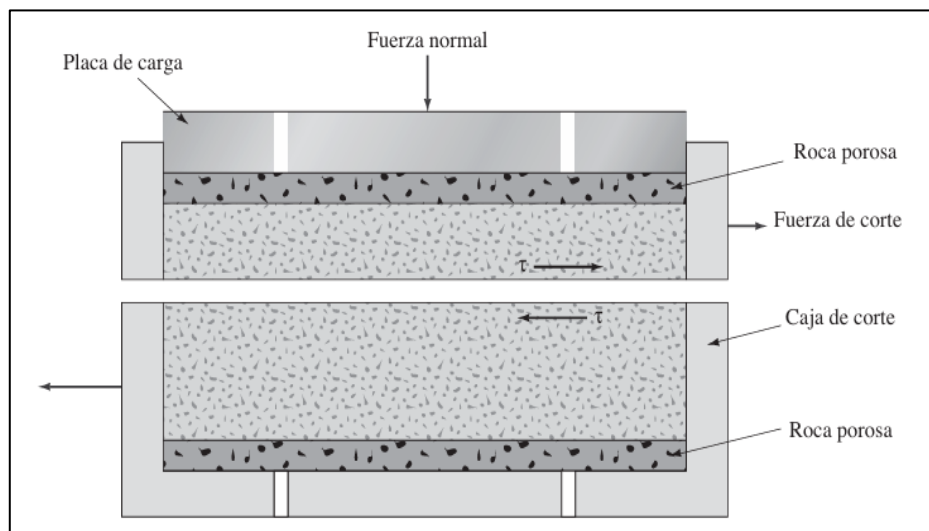


Figura 15 Diagrama de arreglo para prueba de corte directo

Fuente: (Das,2015)

El ensayo de corte directo se clasifican en tres tipos: ensayos no consolidados no drenados, donde el corte ocurre antes de la consolidación bajo carga normal, similar a la prueba triaxial UU; ensayos consolidados no drenados, donde se aplica la fuerza cortante después de que cesa la variación vertical del deformímetro, análogos a las pruebas triaxiales CU y CD; y ensayos consolidados drenados, donde la carga de corte se aplica después de que se completa el asentamiento bajo carga normal, similar a la prueba triaxial CD. Las fuerzas aplicadas en la caja de corte generan esfuerzos normales y de corte, los cuales deben cumplir con la ecuación de Coulomb para determinar la resistencia al corte del suelo (Barreto & Cárdenas, 2015).

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

Donde:

τ : Esfuerzo de corte

c: Cohesión del suelo

σ_n : Esfuerzo normal

φ : Angulo de fricción interna del suelo

3 CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 ENSAYOS

3.2 Ensayos de exploración Directa

3.2.1 Ensayo de contenido de humedad del suelo

El ensayo de contenido de humedad del suelo (ω) esta referenciado en la norma ASTM D2216-19. La determinación del contenido de agua de un suelo es un ensayo rutinario de laboratorio, para determinar la masa de agua presente en una masa dada de suelo.

El suelo debe secarse en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta obtener un peso constante, por lo que se establece un lapso de 24 horas para garantizar que el agua se haya evaporado por completo. En la siguiente tabla 18 se representa el resultado obtenido.

Tabla 18 Humedad del suelo obtenida de la calicata.

Humedades		
# Tarros	VIII	D25
Peso del Tarros	43,42	43,05
Peso del Tarro +Peso del suelo húmedo (gr)	114,74	95,07
Peso del Tarro + Peso del suelo seco(gr)	106,3	88,86
Peso del Agua contenida	8,44	6,21
Peso del Suelo Seco	62,88	45,81
Contenido de Humedad (%)	13,42	13,56
	Promedio	13,49

Fuente: (Propios Autores)

Las tablas 19 y 20 muestran los resultados obtenidos de los valores de humedades del ensayo SPT de las muestras extraídas a profundidades de 1.45 metros a 3.45 metros, y del rechazo del ensayo que nos dio a 4.45 metros. Es importante destacar que el ensayo SPT se lo realiza a intervalos de profundidad o cuando se note la presencia de un cambio de la estratigrafía del suelo siendo, está la razón por la que se optó para la obtención de las muestras para su respectivo análisis en el laboratorio.

Tabla 19 Contenido de Humedad del SPT de 1.45-3.45 metros

Humedades		
# Tarros	D	C4
Peso del Tarros	20,9	21,3
Peso del Tarro +Peso del suelo húmedo (gr)	47,2	46,1
Peso del Tarro + Peso del suelo seco(gr)	44,2	43,4
Peso del Agua contenida	3	2,7
Peso del Suelo Seco	23,3	22,1
Contenido de Humedad (%)	12,88	12,22
	Promedio	12,55

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 20 Contenido de Humedad del SPT en rechazo del ensayo.

Humedades SPT Rechazo	
# Tarros	C2
Peso del Tarros	22
Peso del Tarro +Peso del suelo húmedo (gr)	50,8
Peso del Tarro + Peso del suelo seco(gr)	47,9
Peso del Agua contenida	2,9
Peso del Suelo Seco	25,9
Contenido de Humedad (%)	11,20

Fuente: (Propios Autores)

3.2.2 Calicatas

Para llevar a cabo los ensayos de laboratorio correspondientes, que nos permiten obtener las características del suelo en el área de estudio del proyecto planteado, se obtuvieron por medio de una calicata a cielo abierto. La cual se extrajeron las muestras representativas, inspeccionado el perfil del suelo, determinar la profundidad del nivel freático, evaluar la variabilidad del suelo y complementar otros métodos de exploración.

Para obtener una caracterización más completa del subsuelo en el predio de la Universidad, se realizó una calicata cerca de la ribera del río. Esta ubicación estratégica se seleccionó debido a un desnivel de 2 metros que dificultaba el acceso directo al punto de exploración mediante el ensayo de penetración estándar (SPT).

La excavación de la calicata ya sea manual o con maquinaria, permitió una observación directa de los estratos del suelo, complementando la información obtenida con el ensayo SPT. Si bien es cierto que las calicatas alteran el estado natural del terreno, en este caso, la necesidad de acceder a capas más profundas y la presencia de edificaciones en el predio justificaron su realización en ese punto. La ubicación se encuentra descrita a continuación.

Una vez que definimos el lugar de donde se extraerá la muestra de suelo. Se procedió a la excavación manual con unas dimensiones de 1.20*1.20 metros de perímetro y de 1.50 metro de profundidad. Como se indica en las siguientes figuras 16, 17, 18.



Figura 16 Excavación de la calicata.

Fuente: (Propios Autores)

La recolección de la muestra inalterada se obtuvo de las paredes laterales de la calicata, tallándose un bloque de 30*30*50 cm de lado aproximadamente, posterior a la extracción estas fueron envueltas en tres capas de material plástico, con el objetivo de conservar las condiciones naturales del suelo, de tal forma que al momento en que se realizaron las pruebas de laboratorio los resultados obtenidos sean lo más apegados a las condiciones In situ del material.



Figura 17 Tallado para la obtención de la muestra de suelo

Fuente: (Propios Autores)



Figura 18 Obtención de la muestra inalterada de suelo

Fuente: (Propios Autores)

Además de la extracción de la muestra de material, se pudo observar por simple inspección que en el punto donde se realizó la calicata, la estratigrafía que presenta es de material orgánico y material granular lo cual se puede observar en la siguiente figura 19.

En el cual se pudo visualizar dos estratos sobresalientes. En la primera capa, se identificó completamente como una capa vegetal. La segunda capa se identificó como un material arenoso de baja plasticidad con una coloración rojizo. De esta última se procedió a la recolección de una muestra inalterada y una alterada del suelo para obtener sus propiedades geofísicas y geomecánicas. La ubicación de extracción del material recolectado se describe a continuación.

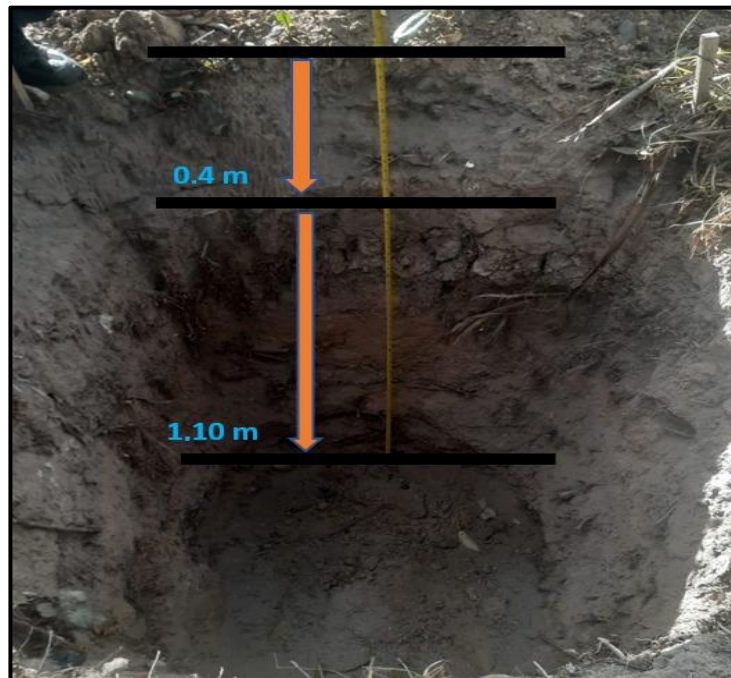


Figura 19 Estratigrafía visual de la calicata

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 21 Ubicación del punto donde se realizó la calicata.

Calicata	Ubicación		Descripción	Denominación	Profundidad de recolección (m)	Tipo de material recolectado para la muestra
1	739348	9695537	Capa vegetal	CV	0.40	Sin recolección
			Estrato 1	E1	1.10	Alterado/Inalterado

Fuente: (Propios Autores)

3.3 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

3.3.1 Granulometría.

Para la elaboración de la granulometría del suelo primero determinar el contenido de humedad de la muestra y posteriormente realizar el proceso de lavado para después dejarla secar durante 24 horas dentro del horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$. La muestra de suelo fue pesada y colocada en un juego de tamices donde se separó el material correspondiente a tamaño de grano grueso y fino dependiendo del material pasante y retenido por cada una de las aberturas de las mallas que se usaron. La información que se obtuvo del tamizado se utilizó para la construcción de la curva granulométrica del estrato. A continuación, se detalla en la curva granulométrica los valores que se obtuvieron para cada estrato.

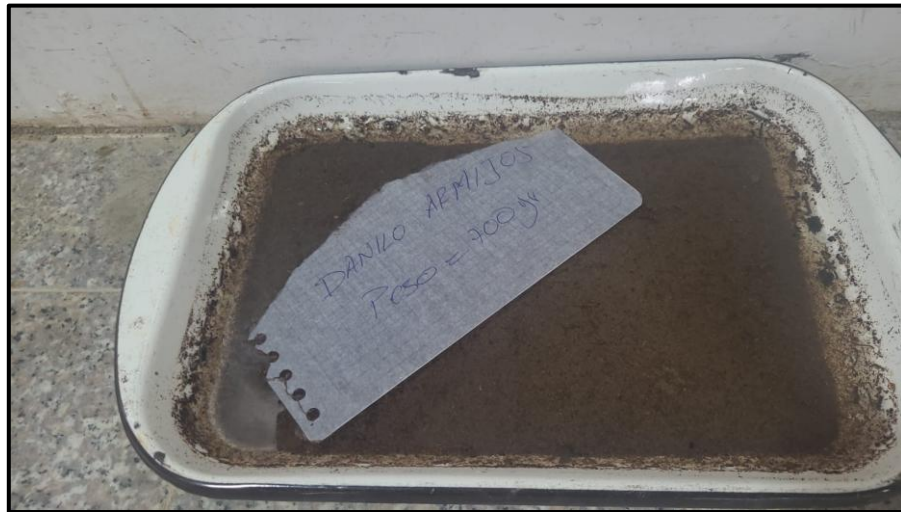


Figura 20 Lavado del material de suelo.

Fuente: (Propios Autores)

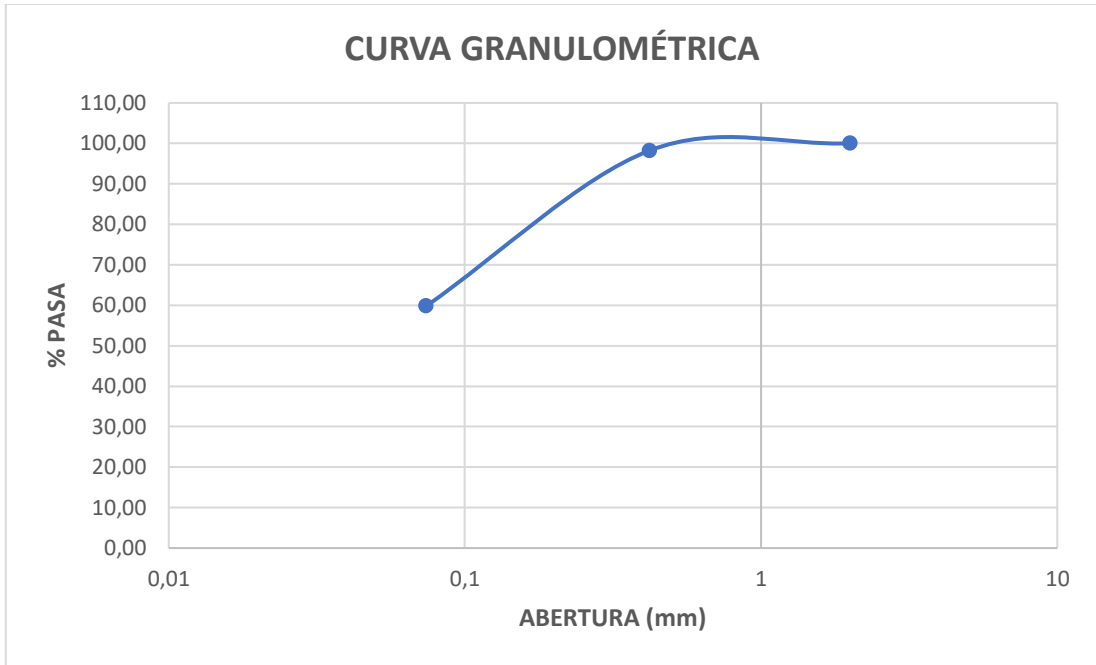


Figura 21 Curva Granulométrica de la calicata.

Fuente: (Propios Autores)

A continuación se presentan las curvas granulométricas obtenidas del material recuperado del ensayo SPT a distintas profundidades.

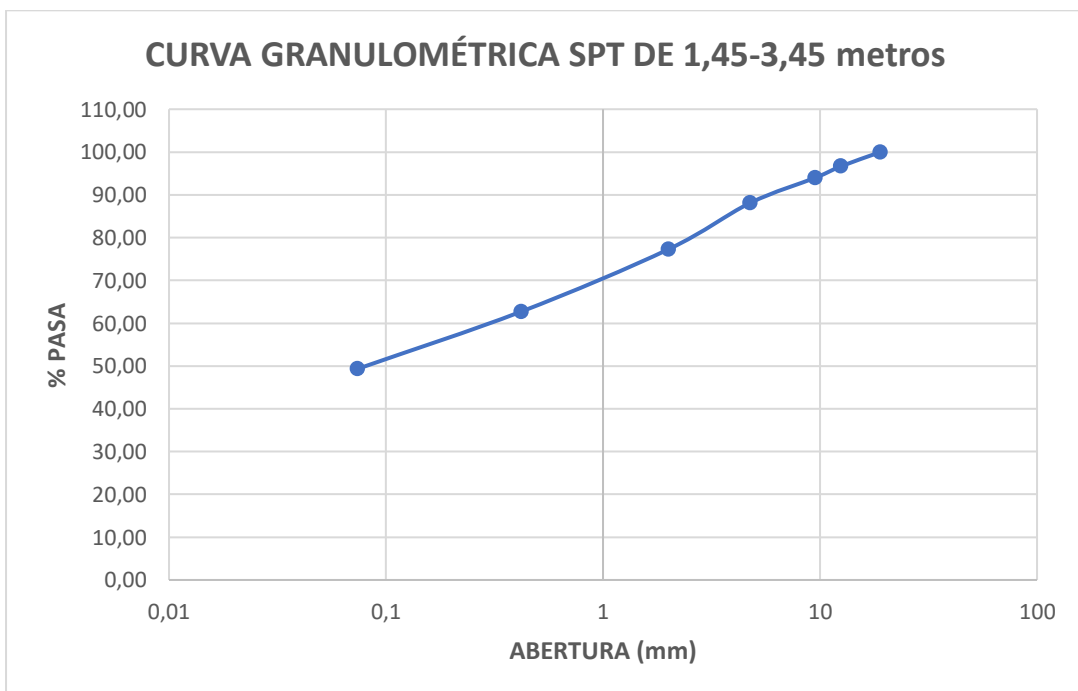


Figura 22 Gráfica de la curva granulométrica del SPT de 1.45-3.45 metros

Fuente: (Propios Autores)

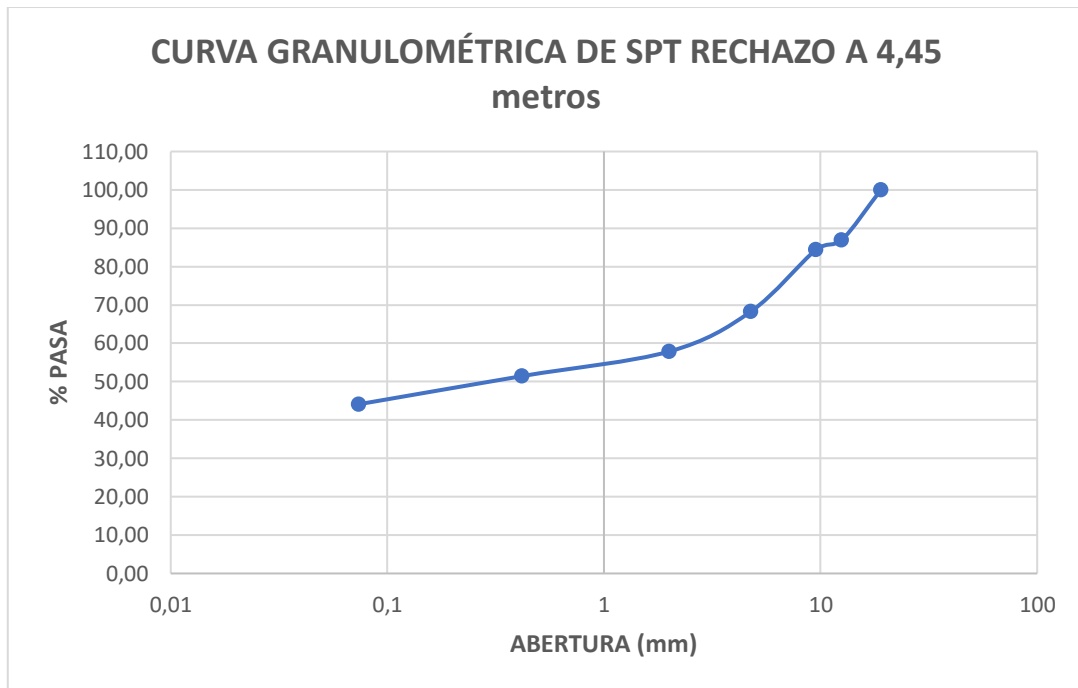


Figura 23 Gráfica de la curva granulométrica del SPT de rechazo a 4.45 metros

Fuente: (Propios Autores)

La tabla 22, muestra los resultados obtenidos en porcentaje de gravas, arenas y finos que esta compuesto cada muestra de suelo de los SPT y calicata.

Tabla 22 Tabla de porcentajes de componentes del suelo en la calicata.

Ensayo	Estrato	% de Componente		
		Grueso	Arena	finos
Calicata	E1	0	59.79	40.21
SPT 1.45-3.45m	-	11.91	37.42	50.67
SPT 4.45m	-	31.75	12.38	55.88

Fuente: (Propios Autores)

Como se puede observar en la tabla 22 en la calicata con el estrato (E1) el material que predomina es arenas con presencia de finos y una nula presencia de gravas. En cambio, en la granulometría de los SPT se pudo evidenciar una similitud en los componentes de los agregados del suelo, solo que en estos materiales se da una mayor presencia de finos con arenas y presencia de gravas, conociendo estos valores nos permitirán realizar la clasificación del suelo mediante la figura 12, debido a esta característica se podría derivar que es un suelo de material arenoso limoso o arenoso arcilloso.

3.4 Límites de Atterberg

3.4.1 Límite Líquido.

Para determinar el límite líquido de un suelo, se tomó una muestra que pasó por un tamiz #40. A esta muestra se le aumentó agua gradualmente hasta obtener una consistencia pastosa. La pasta resultante se colocó en la cuchara de Casagrande, asegurándose de que la superficie del material estuviera nivelada con el borde inferior de la cuchara y sin burbujas.

Luego, con el acanalador se creó una ranura que atravesó la muestra. Se accionó el mecanismo de la cuchara, que produce golpes repetidos, hasta que la ranura se cerró. En ese momento, se tomó una porción de la muestra que estuvo en contacto con la ranura, se pesó y se llevó a un horno para secarla.



Figura 24 Límites de Atterberg

Fuente: (Propios Autores)

El procedimiento se lo repite con la muestra del estrato unas 4 veces, hasta que se obtenga una gráfica de dispersión que muestra el cierre de la ranura a diferentes números

de golpes y diferentes contenidos de agua. El resultado del límite líquido del estrato se presenta a continuación en la tabla 23.

Tabla 23 Tabla de resultados del límite líquido de la calicata.

Límite líquido de la calicata					
# Tarro	# de golpes	Peso húmedo (gr)	Peso seco (gr)	Peso tarro (gr)	% humedad
2	37	53,48	45,86	21	30,6516492
1	31	52,91	45,46	22	31,7561807
C2	26	55,7	47,29	22	33,2542507
P1	19	50,4	40,13	11	35,2557501
Límite líquido (%)					33,6

Fuente: (Propios Autores)

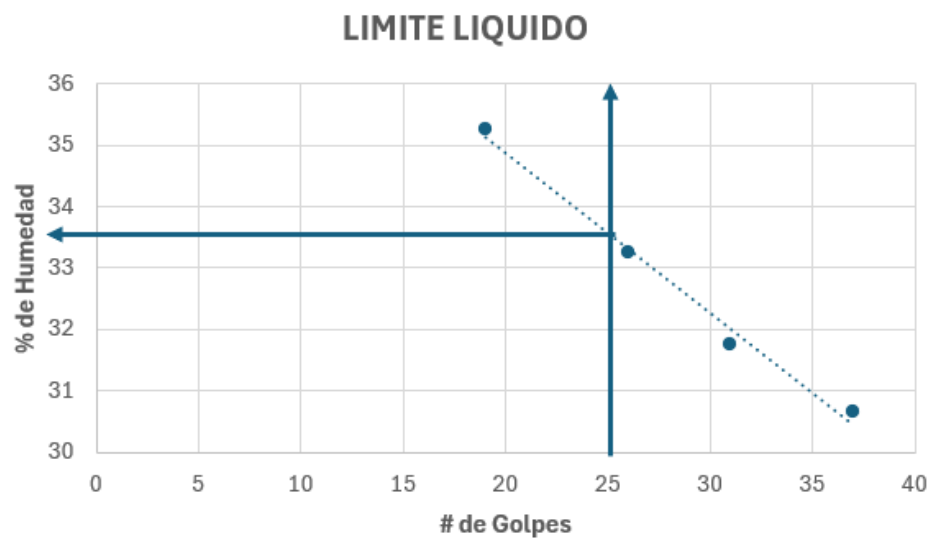


Figura 25 Gráfica para la obtención del límite líquido de la calicata.

Fuente: (Propios Autores)

Se realizó también la obtención del límite líquido de las muestras de suelo que se extrajeron del ensayo de penetración estándar (SPT) a diferentes profundidades.

Tabla 24 Resultados obtenidos del límite líquido del SPT de 1.45-3.45 metros.

Límite Líquido del SPT de 1.45-3.45 metros					
# Tarro	# de golpes	Peso húmedo (gr)	Peso seco (gr)	Peso tarro (gr)	% humedad
C2	24	53,4	44,43	22	39,9910834
C4	36	51,3	43,86	21,2	32,8331862
D	30	48,5	40,74	20,9	39,1129032
Límite líquido					40

Fuente: (Propios Autores)

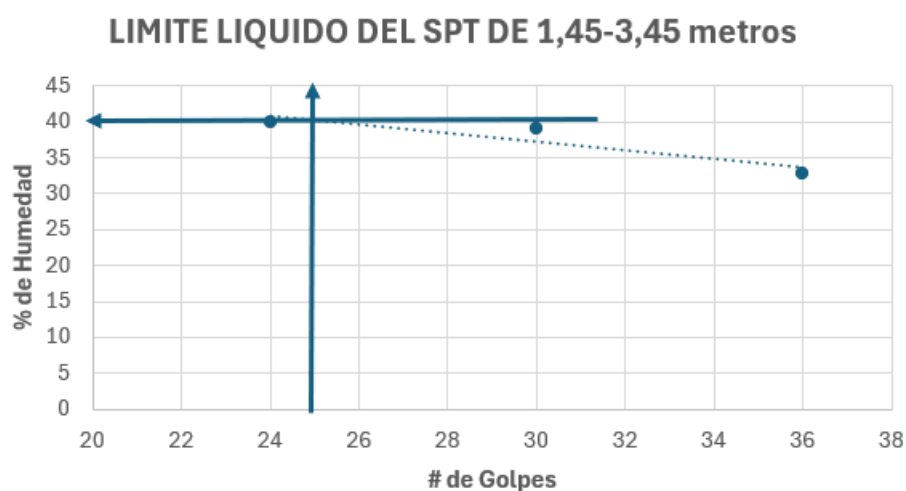


Figura 26 Gráfica para la obtención del límite líquido.

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 25 Límite líquido del SPT A 4.45 metros.

Límite líquido del SPT en rechazo a 4.45 metros					
# Tarro	# de golpes	Peso húmedo (gr)	Peso seco (gr)	Peso tarro (gr)	% humedad
E4	22	26,8	21,22	9,9	49,2932862
E1	26	27,9	22,4	10,6	46,6101695
e6	24	26,6	21,15	9,82	48,1023831
Límite líquido					47,3

Fuente: (Propios Autores)

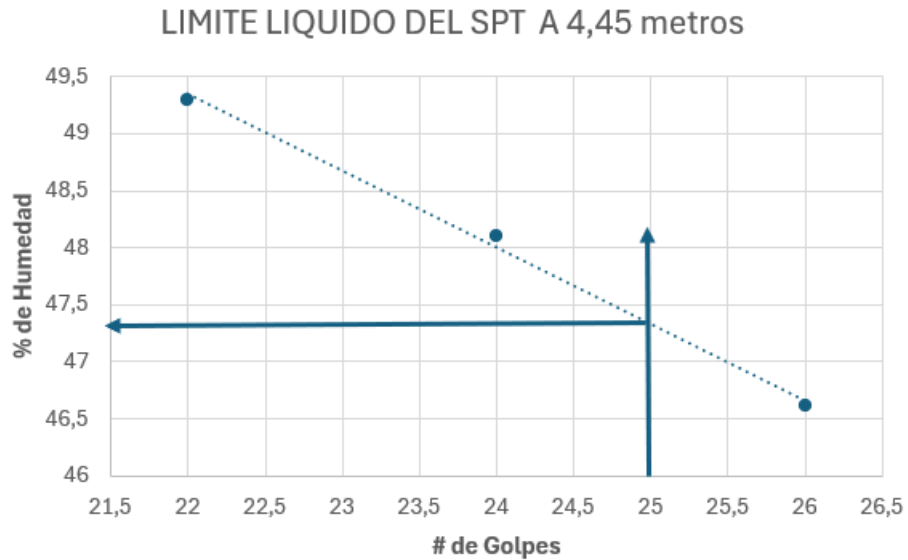


Figura 27 Gráfica para el límite líquido del SPT A 4.45 metros.

Fuente: (Propios Autores)

3.4.2 Límite Plástico

Para obtener el límite plástico de un suelo, se toma una muestra que pasa por el tamiz #40. Se le añadió agua hasta obtener una pasta semiseca. Luego, se tomaron pequeñas porciones de esta pasta y se enrollaron sobre papel hasta formar rollos de aproximadamente 3 mm de diámetro.

El enrollamiento continuó hasta que el material comenzó a agrietarse. En ese punto, se pesó la muestra y se llevó a un horno para secarla a una temperatura de 110 ± 5 °C durante 24 horas y así poder determinar su contenido de humedad. Este contenido de humedad representa el límite plástico del suelo.

Se repite el procedimiento cuatro veces con la muestra de suelo, y se calculó un promedio de los resultados. Finalmente, se determinó el índice de plasticidad del suelo que es el resultado de restar el LL menos el LP. En la tabla 29 se representa los resultados obtenidos de límite líquido y plástico, así como también el índice de plasticidad del estrato extraído de los ensayos de campo.

Tabla 26 Tabla de la obtención del límite plástico de la calicata.

Límite plástico de la calicata				
# Tarro	5	72	8	7
Peso Húmedo. (gr)	10,66	9,54	14,43	12,18
Peso Seco(gr)	9,78	8,89	13,98	11,73
Peso Tarro(gr)	6,5	6,6	12,3	10
%Humedad	26,83	28,38	26,79	26,01
Límite plástico	27,00			

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 27 Límite plástico del SPT A 1.45-3.45 metros

Límite plástico			
# Tarro	A4	E8	P3
Peso húmedo (gr)	6,9	8,7	6,7
Peso seco (gr)	6,31	7,66	6,08
Peso tarro (gr)	4,1	4,1	4,1
% humedad	26,70	29,21	31,31
Límite plástico	29,07		

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 28 Límite plástico del SPT A 4.45 metros

Límite plástico del SPT a 4.45 metros			
# Tarro	69	2	H101
Peso Húmedo (gr)	6,4	5,4	7,4
Peso seco (gr)	5,87	5,07	6,49
Peso tarro (gr)	4,3	4,1	4,1
% humedad	33,76	34,02	38,08
Limite plástico	35,28		

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 29 Resultados obtenidos del LL, LP y IP

	Estrato	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)
Calicata	E1	33.6	27	6.6
SPT 1.45-3.45 m	-	40	29.07	10.93
SPT 4.45 m	-	47.3	35.28	12.02

Fuente: (Propios Autores)

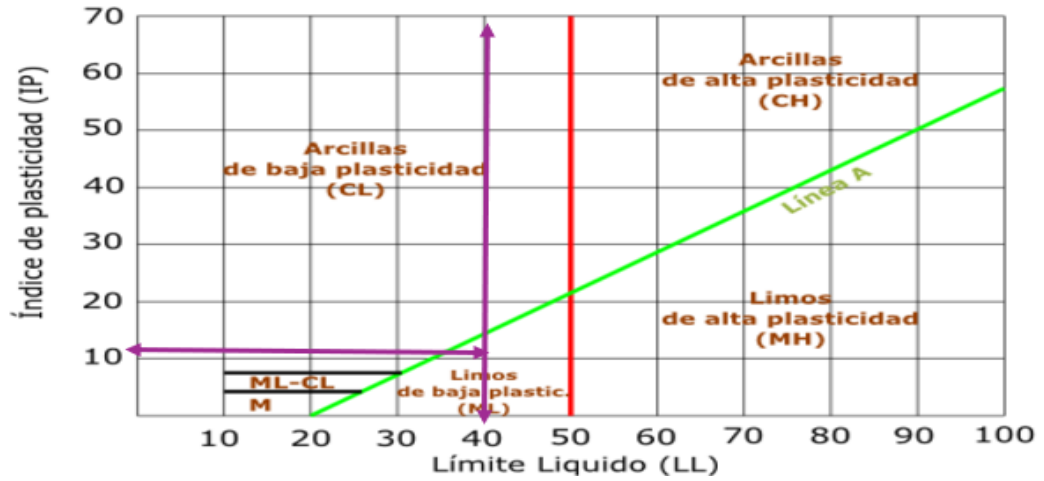


Figura 29 Clasificación mediante la carta de plasticidad de (SUCS) SPT DE 1.45-3.45 m.

Fuente: (Das,2012)

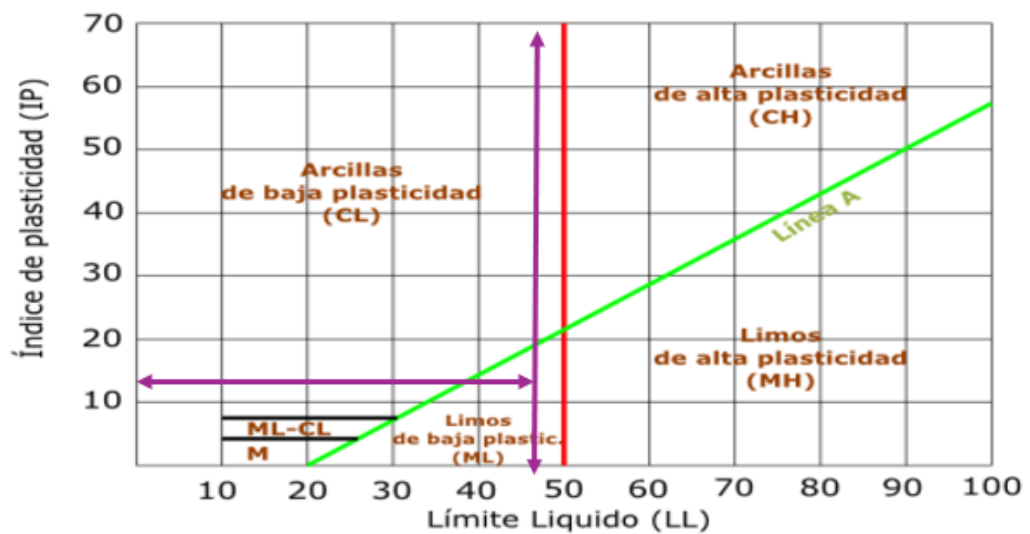


Figura 30 Clasificación mediante la carta de plasticidad de (SUCS) SPT A 4.45 m.

Fuente: (Das,2012)

Una vez realizados los ensayos de granulometría y límites de Atterberg se realizó la clasificación de suelo mediante el método SUCS, los cuales nos resultó para el (E1) del material extraído de la calicata y SPT se representan en la siguiente tabla 30.

Tabla 30 Clasificación de suelos obtenidos mediante los ensayos de campo y laboratorio.

	Símbolo de Grupo	Nombre de Grupo
Calicata	SM	Arena Limosa
SPT 1,45-3,45 m	SC	Arena Arcillosa
SPT 4,45	SC	Arena Arcillosa

Fuente: (Das,2012)

En las figuras 31, 32 y 33 se representa la clasificación de cada uno de los suelos mediante el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), tomando en cuenta los criterios para la asignación de símbolo de grupo y nombre de grupo con el uso de los ensayos del laboratorio.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) ASTM D 2487

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio				Clasificación de suelos		
				Símbolo de grupo	Nombre del grupo	
Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada	
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada	
		Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
			IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200		$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
				$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada
		Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200		IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa
				IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa
		Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo
				Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad	
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad	
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno < 0.75	OL	Arcilla orgánica	
			limite liquido - no secado		Limo orgánico	
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Inorgánicos		IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
				IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Orgánicos		Limite liquido - secado al horno < 0.75	OH	Arcilla orgánica
				limite liquido - no secado		Limo orgánica
		Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba

Figura 31 Clasificación de suelo obtenida de la calicata.

Fuente: (Propios Autores)

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) ASTM D 2487

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio				Clasificación de suelos	
				Símbolo de grupo	Nombre del grupo
GRUESOS Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Grava bien graduada
			$C_u < 4$ y $1 > C_c > 3$	GP	Grava mal graduada
		Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	$IP < 4$ o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa
			$IP > 7$ o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa
		Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla	
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla	
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Arena bien graduada
			$C_u < 6$ y $1 > C_c > 3$	SP	Arena mal graduada
Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200		$IP < 4$ o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa	
		$IP > 7$ o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo	
	Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla		
	Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM	Arena mal graduada con limo		
	Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC	Arena mal graduada con arcilla		
FINOS Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad
			$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno < 0.75	OL	Arcilla orgánica
			limite liquido - no secado		Limo orgánico
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
			$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
	Orgánicos	Limite liquido - secado al horno < 0.75	OH	Arcilla orgánica	
		limite liquido - no secado		Limo orgánica	
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba	

Figura 32 Clasificación del suelo extraído del ensayo SPT DE 1.45-3.45 metros

Fuente: (Propios Autores)

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) ASTM D 2487

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio				Clasificación de suelos		
				Símbolo de grupo	Nombre del grupo	
GRUESOS Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada	
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada	
		Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	$IP < 4$ o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
			$IP > 7$ o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo		
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla		
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo		
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla		
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada	
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada	
Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200		$IP < 4$ o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa		
		$IP > 7$ o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa		
Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo		
		Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla		
	Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM	Arena mal graduada con limo			
	Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC	Arena mal graduada con arcilla			
FINOS Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad	
			$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad	
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Orgánicos	Limite liquido - secado al horno ----- limite liquido - no secado	< 0.75	OL	Arcilla orgánica Limo orgánico
		Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad	
		$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad		
	Orgánicos	Limite liquido - secado al horno ----- limite liquido - no secado	< 0.75	OH	Arcilla orgánica Limo orgánica	
		Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba	

Figura 33 Clasificación del suelo extraído del ensayo SPT A 3.45 metros

Fuente: (Propios Autores)

3.6 En sayo de Corte Directo

El ensayo de corte directo es una prueba de laboratorio común utilizada en ingeniería geotécnica para determinar los parámetros de resistencia al corte de un suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Estos parámetros son fundamentales para el diseño de cimentaciones, taludes y otras estructuras geotécnicas.

Se llevó a cabo el ensayo de corte directo siguiendo la normativa ASTM D-3080 para evaluar la resistencia al corte de un suelo. El material utilizado se obtuvo de muestra inalterada extraída de calicata que se realizó.

La preparación de las muestras se la realizó del material inalterado que fue procesado mediante un proceso de labrado, se tomó muestras para obtener dos sets de tres probetas cada una que tienen dimensiones estandarizadas de 6.2cm de ancho, 6.2cm de largo y 2.1cm de altura, las cuales cada una de las probetas se las sometió a tres cargas axiales diferentes de 10, 20 y 40 kilogramos respectivamente.



Figura 34 Labrado de muestras para el ensayo de corte directo.

Fuente: (Propios Autores)



Figura 35 Obtención de las probetas finales.

Fuente: (Propios Autores)

Las muestras de suelo, obtenidas de forma inalterada y con dimensiones específicas, se dispusieron en una caja metálica diseñada para el ensayo de corte directo. Dentro de esta caja, las muestras fueron sometidas a una fuerza axial, que es aplicada en la parte superior de la muestra, y una fuerza transversal que se aplica en la cara lateral de la muestra. La combinación de estas dos fuerzas provoca una falla por corte en el material, lo que significa que la muestra se rompió o se deformó a lo largo de una superficie. Conociendo las fuerzas normales (vertical) y transversal (horizontal) aplicadas, nos permitieron calcular el esfuerzo normal y esfuerzo cortante la cual una vez conocidos estos datos se utilizarán para crear una gráfica de dispersión. Donde esta gráfica nos muestra la relación entre los dos esfuerzos y nos ayuda a determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción interna. En la figura (36) se indica el equipo de corte directo y valores calculados.



Figura 36 Equipo de Corte Directo.

Fuente: (Propios Autores)

De la gráfica $\tau_{\max} - \sigma_{\max}$. Se trazó una recta que marca la tendencia de los valores de los esfuerzos, la ecuación de dicha recta se usó para obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo. Para este ensayo se optó por realizar dos sets de probetas las cuales estaban divididas en dos grupos de tres probetas cada set. La tabla 31 presenta los resultados de ángulo de fricción y cohesión de los dos sets de muestras.

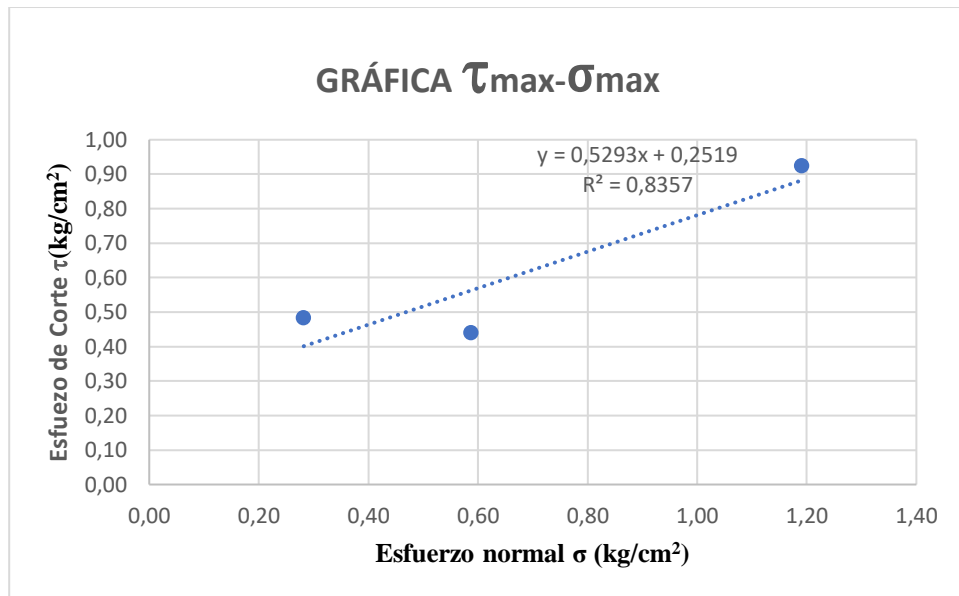


Figura 37 Gráfica de esfuerzo cortante-esfuerzo normal del primer set de muestras.

Fuente: (Propios Autores)

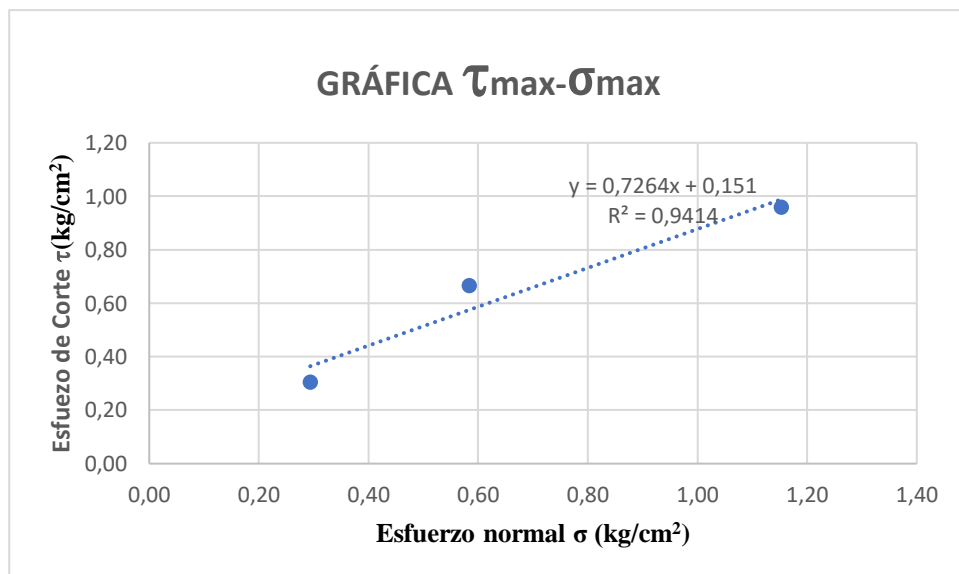


Figura 38 Gráfica de esfuerzo cortante-esfuerzo normal del segundo set de muestras.

Fuente: (Propios Autores)

Tabla 31 Resultados obtenidos del ensayo de corte directo.

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Cohesión c' (kg/cm ²)	Ángulo de fricción ϕ (°)
Set1	E1	1.5	0.25	27.89
Set2	E1	1.5	0.151	35.99

Fuente: (Propios Autores)

3.7 Ensayo Triaxial

Para llevar a cabo el siguiente ensayo de laboratorio el medio que se utilizó para la ejecución del ensayo triaxial UU (no drenado, no consolidado) se encuentra estandarizado por la norma ASTM D-2850. El material inalterado que se obtuvo de la calicata se procedió a labrar tres muestras cilíndricas, las cuales se les tomo una altura entre 9.6cm y 10cm y diámetro aproximado de 4.6cm, una vez obtenidos los especímenes estos fueron colocados en la cámara del equipo para el ensayo triaxial.

Cada muestra que se obtuvo para el ensayo fue expuesta a diferentes presiones, esto se llega a conseguir inundando la cámara del equipo con agua. En el caso de nuestro material tomado las presiones a las que fueron expuestas son de 20 kPa, 40 kPa y 80 kPa.



Figura 39 Obtención de espécimen cilíndricos labrados de la muestra inalterada.

Fuente: (Propios Autores)

En un ensayo de corte triaxial UU (no drenado, no consolidado), una vez que se alcanzó la presión de cámara deseada para cada muestra de suelo, se procedió a aplicar una carga axial. Esta carga se aplicó mediante un vástago situado en la parte superior de la cámara triaxial, el cual ejerció presión directamente sobre la muestra de suelo.



Figura 40 Equipo triaxial.

Fuente: (Propios Autores)

Los valores de combinación de las presiones que se generan en la cámara y la fuerza axial llevan a que el material falle. Los resultados de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 , σ_3 , que se determinaron a través del ensayo triaxial se encuentran expresados en la tabla 32.

Tabla 32 Tabla de obtención de esfuerzos principales del ensayo triaxial.

Calicata	Estrato	Ensayo	Esfuerzo Principal Mayor σ_1 (kg/cm ²)	Esfuerzo Desviador σ_2 (kg/cm ²)	Presión de Cámara σ_3 (kg/cm ²)
1	E1	1	1.238	1.03	0.20
		2	1.702	1.29	0.41
		3	3.25	2.43	0.82

Fuente: (Propios Autores)

Una vez obtenidos los esfuerzos principales y desviador σ_1 , σ_2 , σ_3 , se realizó una gráfica de envolvente de falla y círculo de Mohr como se muestra en la figura 41.

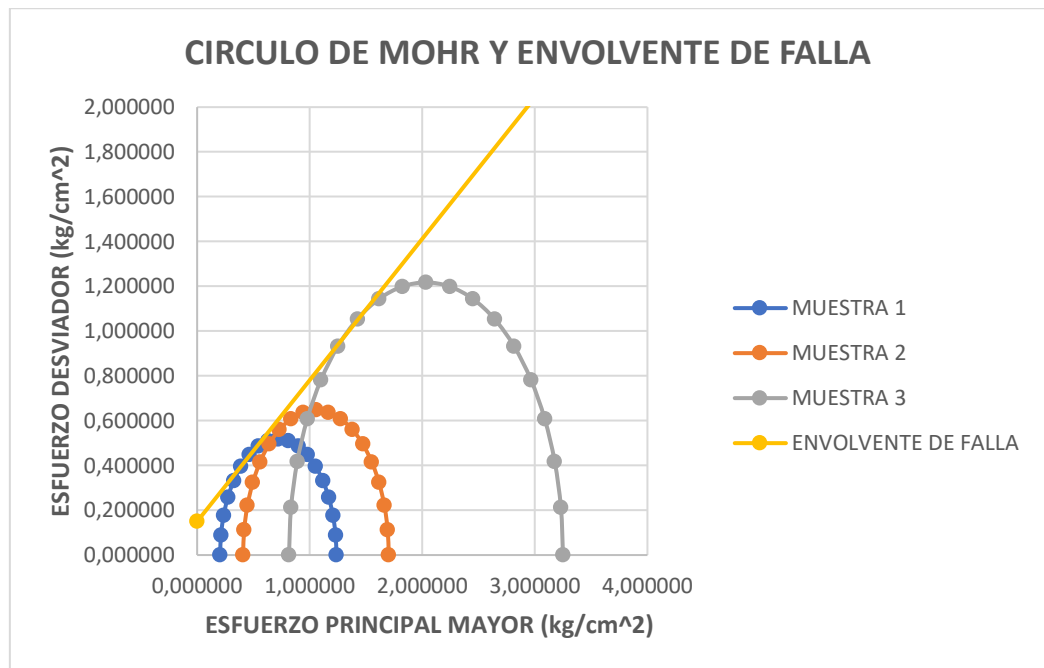


Figura 41 Círculo de Mohr y envolvente de falla.

Fuente: (Propios Autores)

Finalmente se obtuvieron los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo como se indica en la tabla 33.

Tabla 33 Tabla de resultados obtenidos mediante el ensayo triaxial.

Calicata	Estrato	Profundidad (m)	Cohesión c' (kg/cm ²)	Cohesión c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ (°)
1	E1	1.50	0.15	14.709	35.09

Fuente: (Propios Autores)

3.8 Ensayo de Compresión Simple

Para llevar a cabo el siguiente ensayo de laboratorio se guiará en el procedimiento que está establecido en la norma ASTM D2166-16. Para lo cual se prepararon dos especímenes de muestras tallándolas cuidadosamente para que cumpla con una relación L/d entre dos o tres, también se tomó medidas de diámetro y altura y peso de cada muestra. A

las cuales se les alinearán cuidadosamente en la máquina de compresión, donde se establecerá el cero en el equipo de carga y en el deformímetro. Obtenidas las lecturas correspondientes de carga y deformación se procederá al cálculo de la deformación unitaria, el área corregida y el esfuerzo sobre la muestra para determinar la curva esfuerzo – deformación unitaria apropiadamente. Para finalmente encontrar el q_u (Capacidad portante de carga del suelo) y su cohesión.

En el ensayo de compresión simple, la cohesión del suelo (c) será igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada ($q_u/2$) debido a que, bajo las condiciones de este ensayo, el círculo de Mohr resultante muestra que la resistencia al corte es precisamente la mitad del esfuerzo principal mayor, que a su vez es la resistencia a la compresión no confinada. Los resultados se presentan en las siguientes figuras 43 y 44.



Figura 42 Equipo de Compresión Simple.

Fuente: (Propios Autores)

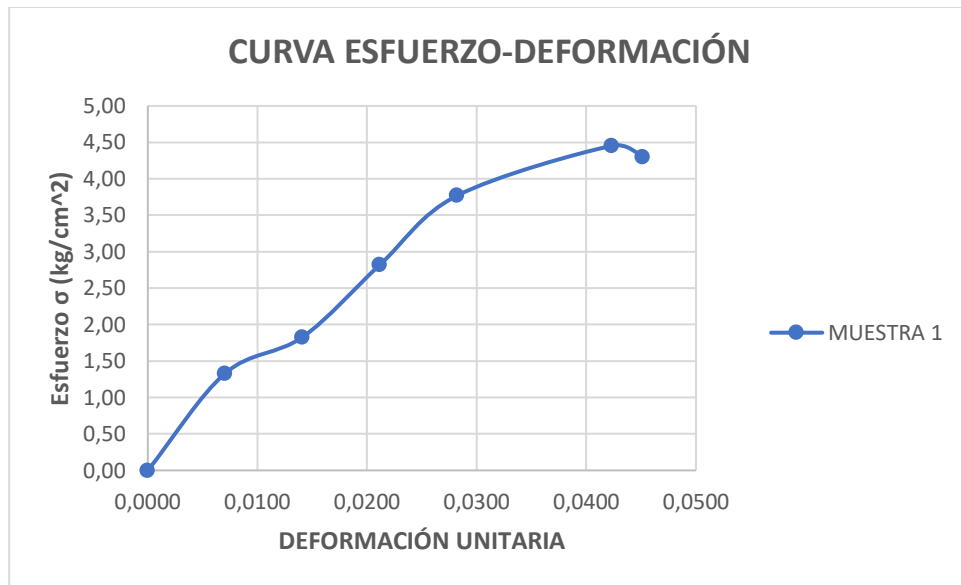


Figura 43 Gráfica Esfuerzo - Deformación unitaria de la muestra 1

Fuente: (Propios Autores)

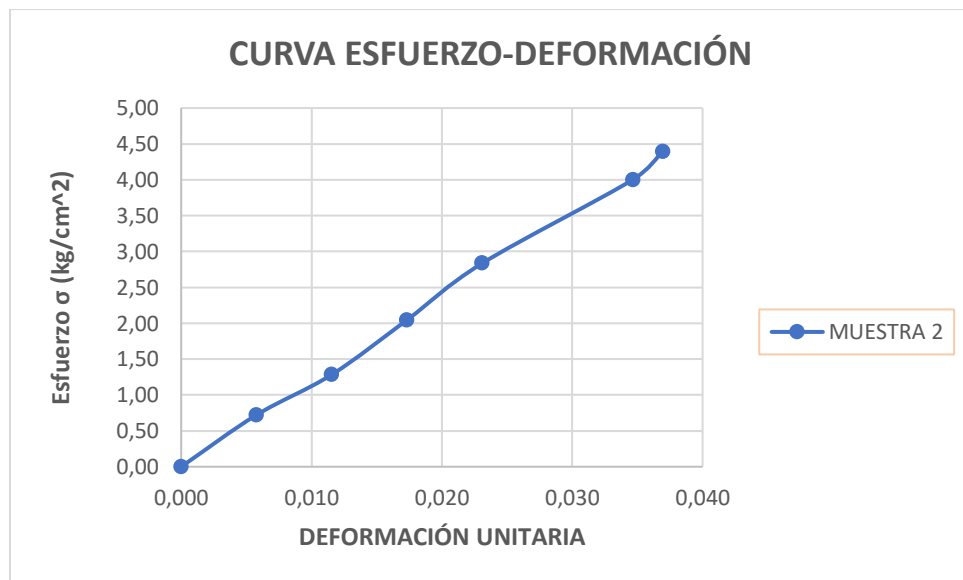


Figura 44 Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de la muestra 2.

Fuente: (Propios Autores)

En la siguiente tabla 34 se presenta los resultados obtenidos mediante el ensayo de compresión simple, de las dos muestras analizadas se promedió el resultado calculado de carga ultima admisible del suelo (q_u) ya que se obtuvieron valores similares y la cohesión efectiva respectivamente y sus resultados se ve reflejado a continuación :

Tabla 34 Resultados de (q_u) y cohesión mediante el ensayo de compresión simple.

q_u (kg/cm ²)	4,42
Cohesión c' (kg/cm ²)	2,21

Fuente: (Propios Autores)

3.9 Ensayos de Exploración Indirecta

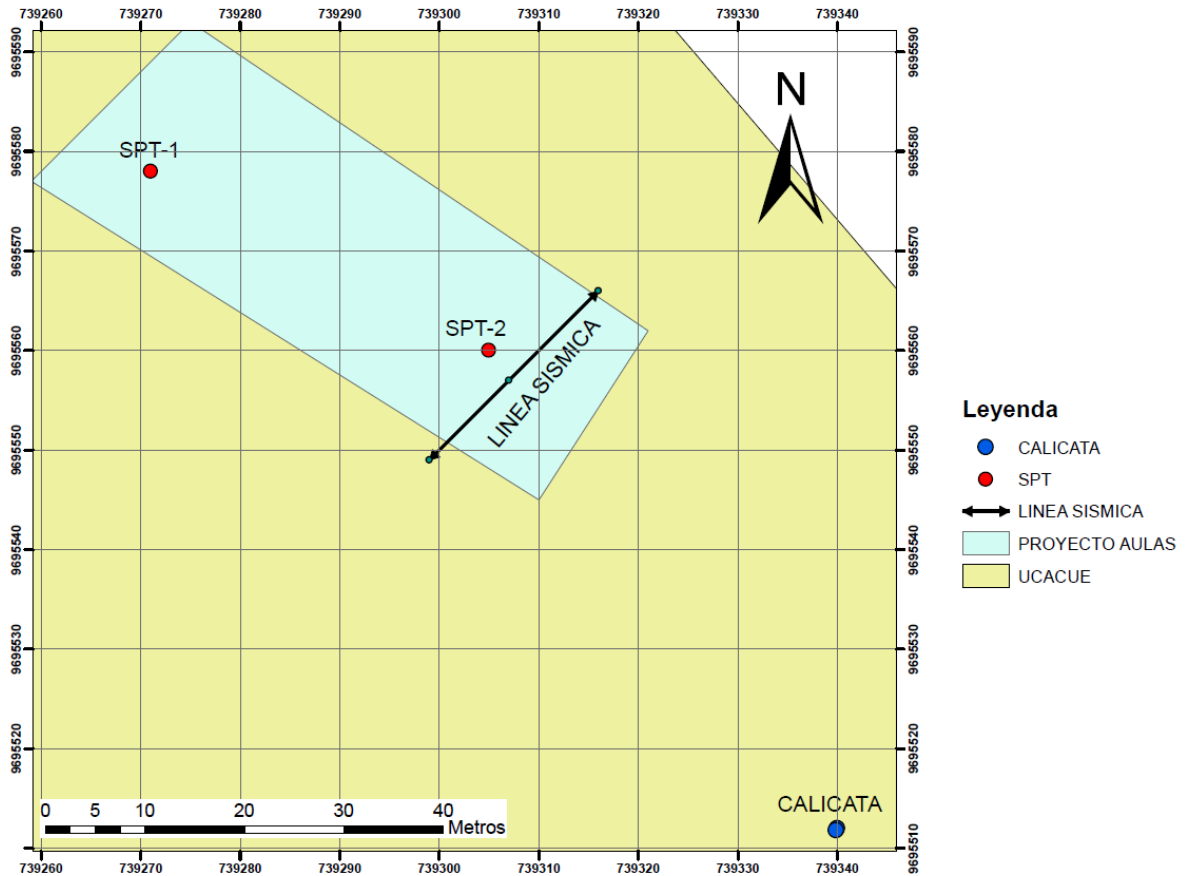


Figura 45 Mapa de ubicación de los ensayos realizados en campo.

Fuente: (Propios Autores)

3.9.1 Sísmica de Refracción (MAS W)

El procedimiento aplicado para el análisis de la refracción sísmica para esta investigación del subsuelo se encuentra especificado en la normativa ASTM D-5777.

Para determinar las velocidades de onda de propagación (V_p y V_s) en el subsuelo, se utilizó el método de sísmica de refracción, complementado con la técnica de Análisis

Multicanal de Onda Superficial (MAS W). Este estudio sísmico permitió obtener información detallada de las capas del subsuelo a diferentes profundidades a partir de las velocidades de onda V_p y V_s , sin necesidad de realizar excavaciones ni extraer muestras de material. Además, se pudieron determinar parámetros elásticos característicos de la zona de estudio, lo que proporciona información valiosa sobre la rigidez y deformabilidad del suelo.

Se llevó a cabo una línea sísmica de 24 metros en el campus de la Universidad Católica de Cuenca, extensión Azogues, específicamente junto al área de estacionamiento vehicular. Las coordenadas exactas donde se realizó este estudio se detallan en la tabla 35.

Tabla 35 Ubicación de línea sísmica

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LÍNEA SÍSMICA UCACUE - AZOGUES							
SISTEMA: UTM DATUM: WGS84 ZONA:17 SUR							
Línea Sísmica	INICIO		MEDIO		FIN		Longitud (m)
	Este	Norte	Este	Norte	Este	Norte	
LS-01	739299	9695549	739307	9695557	739316	9695566	24.00

Fuente: (Propios Autores)

Una vez seleccionados los puntos para la recolección de datos mediante el ensayo de Análisis Multicanal de Onda Superficial (MAS W), se procedió a instalar el equipo. Se extendió el cable sísmico y se colocaron los geófonos, también conocidos como receptores sísmicos, a intervalos regulares de 1 metros. Los 24 geófonos se dispusieron en línea recta, asegurando una alineación precisa entre el primero y el último. Esta configuración lineal es esencial para la correcta adquisición de datos en un estudio de sísmica de refracción y MASW. En la figura 46, se logra apreciar el equipo que se utilizó en el tendido de la línea sísmica para su ejecución en campo.

Equipo utilizado

En la ejecución del ensayo (MASW), se utilizó el siguiente equipo que se detalla a continuación:

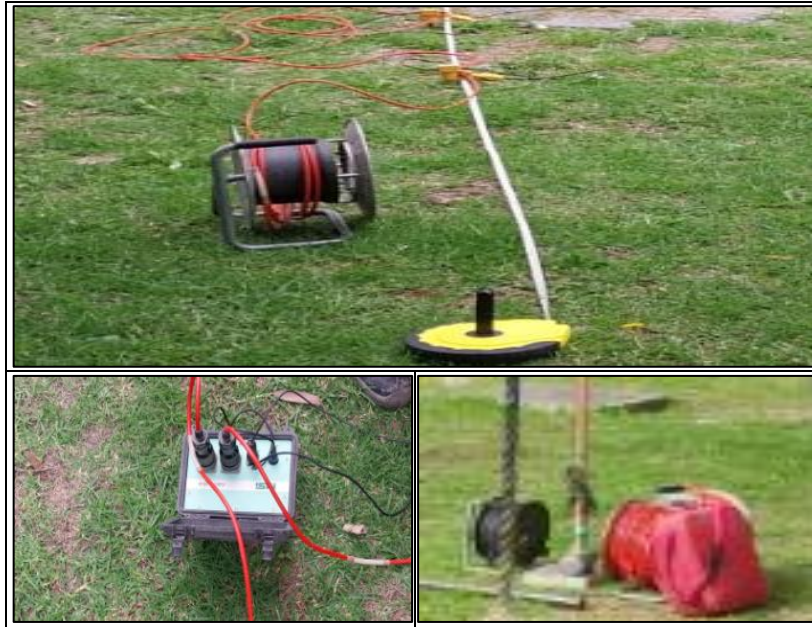


Figura 46 Equipo P.A.S.I de refracción sísmica

Fuente: (Propia de Autores)

- ✓ Sismógrafo GEA24 P.A.S.I
- ✓ 24 geófonos verticales de 4.5 Hz
- ✓ 2 cables sísmicos con espaciamento estándar de 5 metros
- ✓ Plato de impacto
- ✓ Cable trigger
- ✓ Cable USB
- ✓ Laptop
- ✓ Software GEA-PC
- ✓ Combo de 16 libras

Procedimiento que se realiza para la ejecución de la línea sísmica:

- ✓ Colocar los 24 geófonos en línea recta, con una separación de 1 metro cada uno.

- ✓ Tendido del cable sísmico a lo largo de los geófonos.
- ✓ Conectar cada geófono al cable sísmico.
- ✓ Conectar los dos cables sísmicos al sismógrafo GEA24 P.A.S.I.
- ✓ Conectar el cable trigger al sismógrafo para que no choque entre sí, con el cable sísmico.
- ✓ Conectar por medio del cable USB del sismógrafo a la laptop
- ✓ Conectar el sensor al combo de 16 libras y el otro extremo al cable trigger.
- ✓ Realizar tres golpes en la placa de acero y guardar en la laptop



Figura 47 Colocación de geófonos y tendido del cable sísmico y trigger

Fuente: (Propia de Autores)



Figura 48 Datos generales donde se realiza la línea sísmica

Fuente: (Propia de Autores)



Figura 49 Realización de los 3 golpes (shot) inicio, medio y fin

Fuente: (Propia de Autores)

3.9.2 Procesamiento de datos mediante el Software Easy MASW

Easy MASW emplea algoritmos de inversión para determinar el perfil de velocidades de onda de corte (V_s) en función de la profundidad. Tras la introducción de los parámetros de procesamiento adecuados, como el rango de velocidades y profundidades esperadas, el software generó automáticamente el perfil de V_s . Este perfil representa la variación de la velocidad de las ondas de corte con la profundidad, proporcionando información valiosa sobre la estratigrafía del subsuelo y las propiedades de los materiales presentes. Además, permite la estimación de las velocidades de onda de compresión (V_p) a partir de las V_s , utilizando relaciones empíricas o modelos geotécnicos. De esta manera, se obtuvo un perfil combinado de V_p y V_s en función de la profundidad, lo que permitió una caracterización más completa del subsuelo.

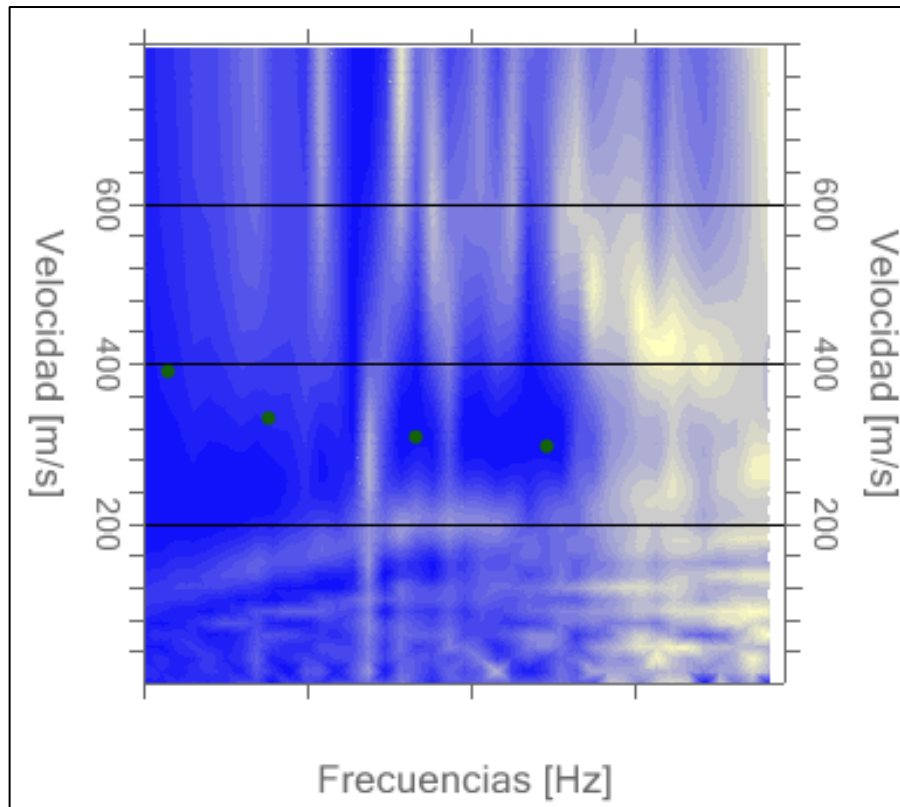


Figura 50 Curva de dispersión

Fuente: (Propia de Autores), Software Easy MASW

Se expone en la siguiente figura el sismograma del ensayo de campo, la longitud de exploración de la línea sísmica en superficie:

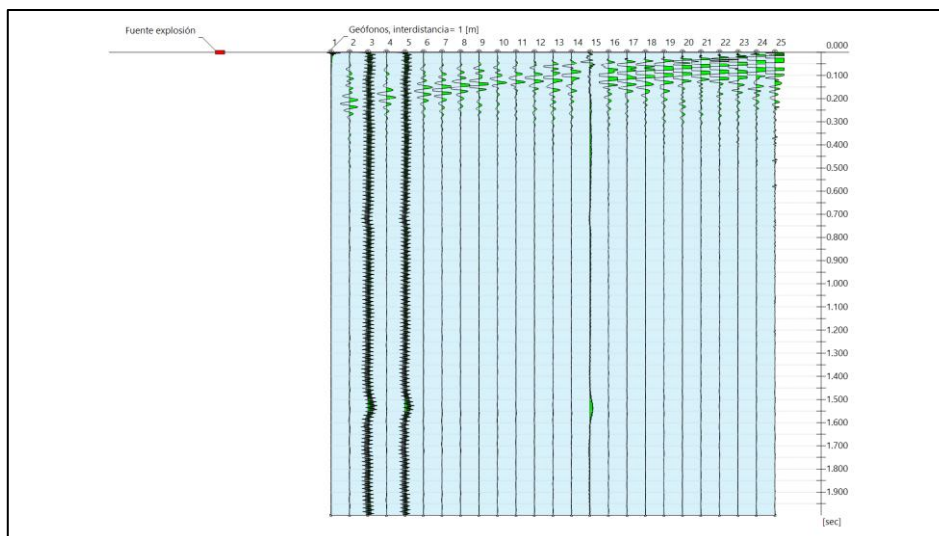


Figura 51 Sismograma de línea sísmica y longitud de exploración generada de 24metros

Fuente: (Propia de Autores), Software Easy MASW

Se expone el gráfico de la dispersión inferido del ensayo:

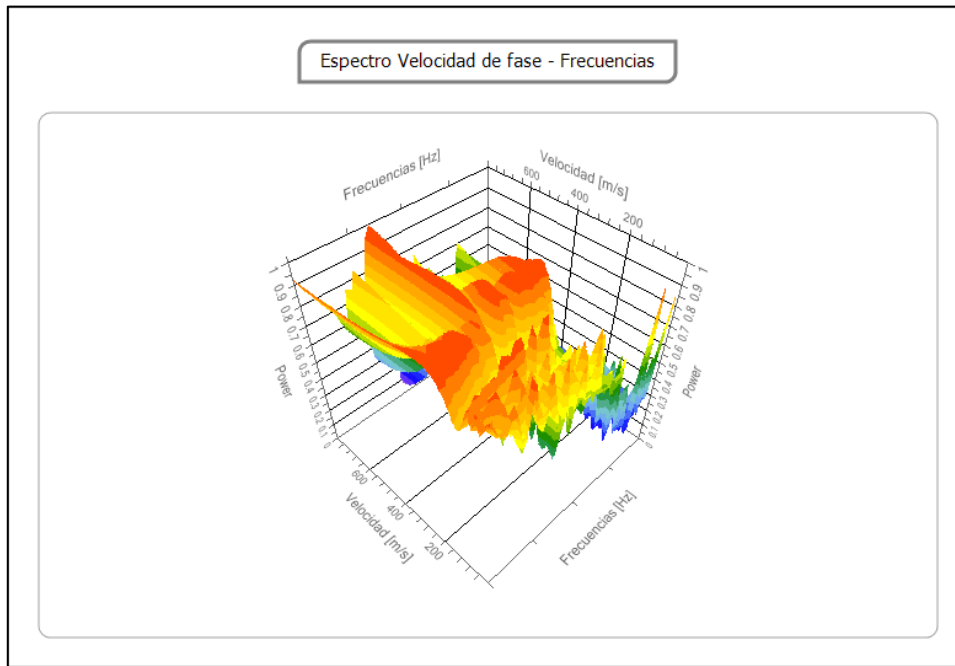


Figura 52 Espectro de velocidad – frecuencia de la curva de dispersión

Fuente: (Propia de Autores)

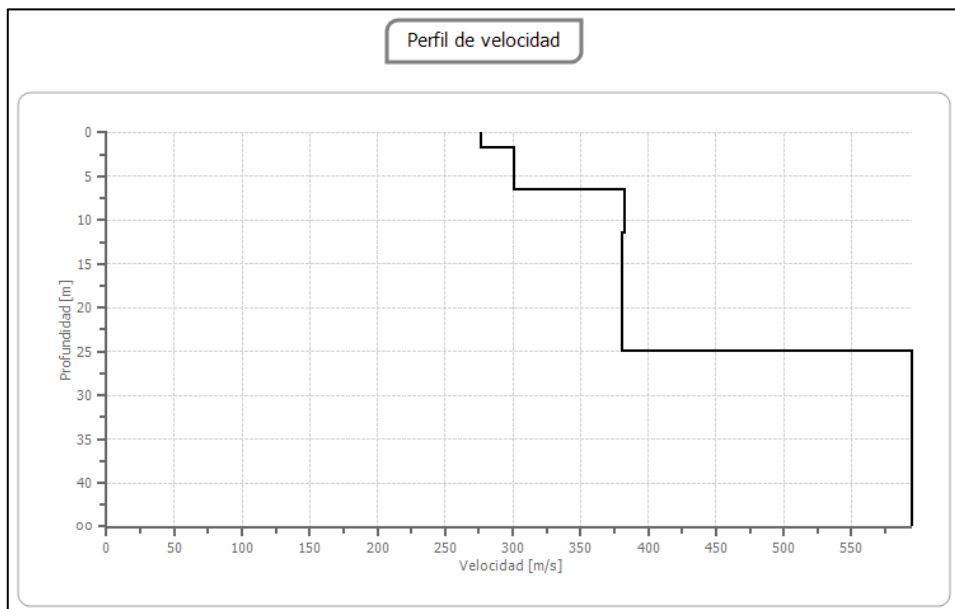


Figura 53 Perfil de velocidad de ondas

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 36 Clasificación de suelos con respecto a las velocidades de ondas Vp, Vs.

Línea Sísmica	Profundidad (m)	Espesor del estratos (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Tipo de suelo
LS-01	0 - 1.8	1.8	452	277	Suelo de superficie erosionada - Arcilloso
	1.8 - 6.5	4.71	492	301	Grava o arena seca – Arena arcillosa semi-consolidada
	6.5 - 11.5	5	624	382	Grava o arena seca - Arena arcillosa semi-consolidada
	11.5 - 17.5	6	621	380	Grava o arena seca - Arena arcillosa semi-consolidada
	17.5 – 24.9	7.4	622	381	Grava o arena seca - Arena arcillosa semi-consolidada

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 37 Parámetros geofísicos y geomecánicos mediante el ensayo MAS W

Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ϕ (grados)	Cu (kg/cm ²)
1,8	452	277	27,80	0,88
6,5	492	301	27,80	0,88
11,5	624	382	27,80	0,88
17,5	621	380	27,80	0,88
24,9	622	381	27,80	0,88

Fuente: (Propia de Autores)

3.9.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

En la ejecución del primer ensayo SPT-01 se recuperó muestras de suelo desde la cota de inicio del ensayo hasta los 4.45 metros donde nos proporcionó rechazo de penetración, dicho estrato está conformado por suelos granulares (arenas con poco contenido de gravas y finos), no se evidenció nivel freático. A continuación, se presenta un registro fotográficos y tablas donde se detalla la conformidad del suelo.

Tabla 38 Ubicación del SPT-01

COORDENADAS DE UBICACIÓN SPT-01 UCACUE - AZOGUES			
SISTEMA: UTM DATUM: WGS84 ZONA:17 SUR			
	Este	Norte	Elevación
SPT-01	739262	9695569	2475 msnm

Fuente: (Propia de Autores)

Equipo Utilizado

Para llevar a cabo la exploración directa mediante el ensayo de penetración estándar, se requiere un conjunto de equipos especializados. A continuación, se describen los componentes principales que conforman este equipo:

- ✓ Trípode de 6 metros de longitud
- ✓ Un motor de combustión estático de 6.5 Hp
- ✓ Martillo tipo Donut
- ✓ Cuchara partida
- ✓ 10 metros de soga de yute
- ✓ Tubería AW de acero

Procedimiento que se realizó para la ejecución del ensayo SPT:

- ✓ Se debe escoger un lugar plano, para poder levantar y estabilizar el trípode.
- ✓ Ubicar el motor sobre el trípode que este sobre la altura del operario del motor.
- ✓ Colocar la cuchara partida en el martillo y proceder a realizar el ensayo
- ✓ Se debe marcar 3 tramos de 15cm en el muestreador para contabilizar el número de golpes.
- ✓ Se debe extraer cada muestra obtenida cada metro, para su respectivo análisis en laboratorio.
- ✓ Se debe repetir este proceso hasta alcanzar la profundidad requerida.



Figura 54 Realización del SPT-01

Fuente: (Propia de Autores)

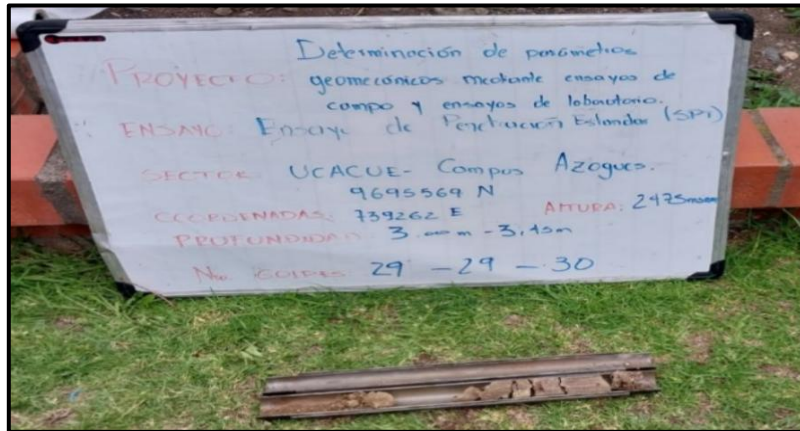


Figura 55 Muestra extraída SPT-01 de 3.00m – 3.45m

Fuente: (Propia de Autores)

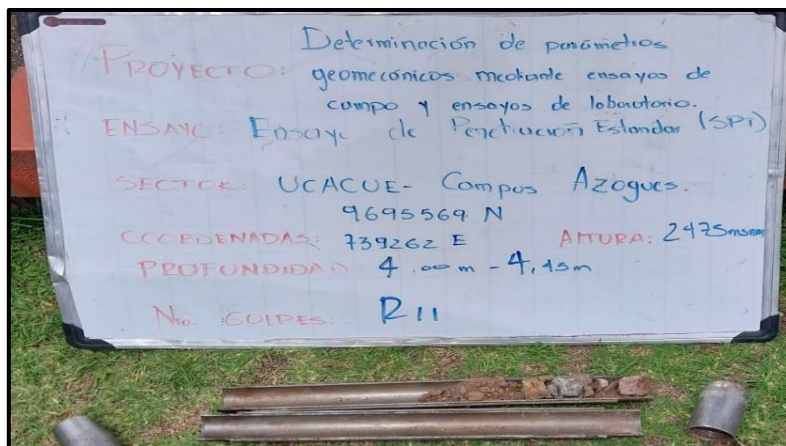


Figura 56 Muestra extraída SPT-01 de 4.00m – 4.45m

Fuente: (Propia de Autores)



Figura 57 Rechazo en 11 cm de penetración

Fuente: (Propia de Autores)

En la ejecución del segundo ensayo SPT-02 se recuperaron muestras de suelo desde la cota de inicio hasta los 3.45 metros por falta de hincado de la cuchara partida. El estrato donde se produjo el rechazo está conformado por materiales similares a los de SPT-01, de igual forma no se encontró la presencia de niveles freáticos. A continuación, se presenta un registro fotográficos y tablas donde se detalla la conformidad del suelo.

Tabla 39 Ubicación del SPT-02

COORDENADAS DE UBICACIÓN SPT-02 UCACUE - AZOGUES			
SISTEMA: UTM DATUM: WGS84 ZONA:17 SUR			
	Este	Norte	Elevación
SPT-02	739306	9695559	2475 msnm

Fuente: (Propia de Autores)



Figura 58 Realización del SPT-02

Fuente: (Propia de Autores)

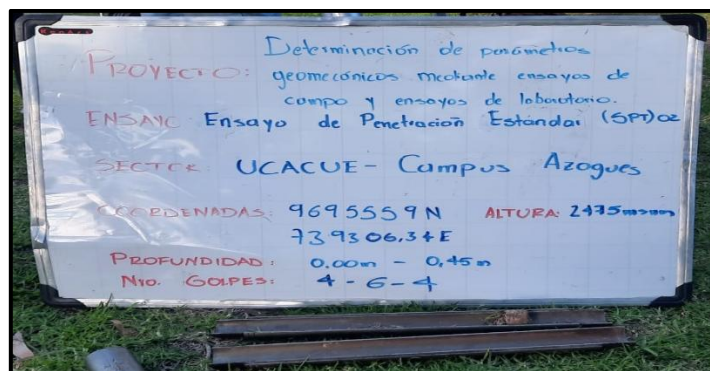


Figura 59 Muestra extraída SPT-02 de 0.00m – 0.45m

Fuente: (Propia de Autores)

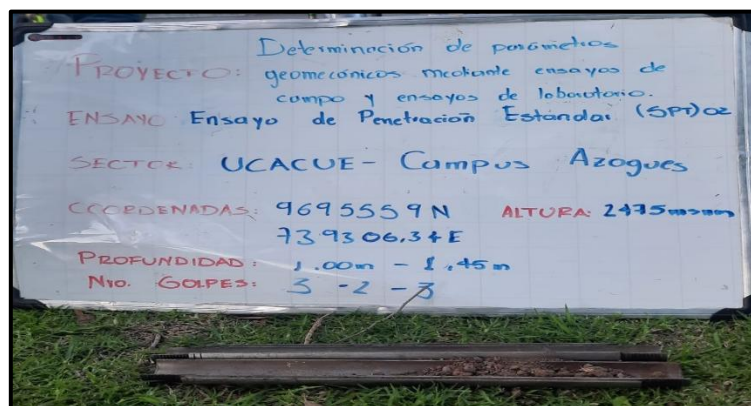


Figura 60 Muestra extraída SPT-02 de 1.00m – 1.45m

Fuente: (Propia de Autores)

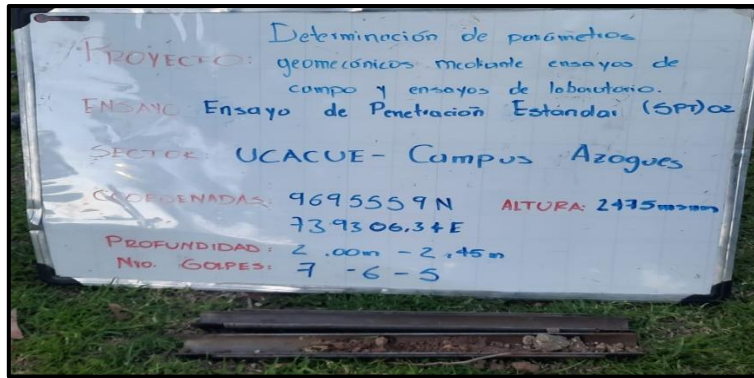


Figura 61 Muestra extraída SPT-02 de 2.00m – 2.45m

Fuente: (Propia de Autores)

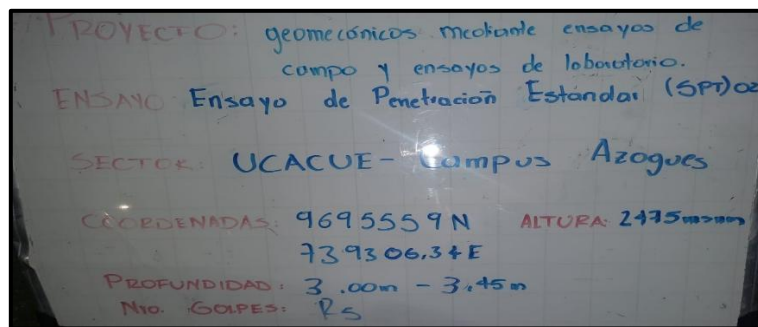


Figura 62 Muestra extraída SPT-02 de 3.00m – 3.45m

Fuente: (Propia de Autores)



Figura 63 Rechazo en 5 cm de penetración.

Fuente: (Propia de Autores)

En la tabla 40 se muestran los resultados del SPT-01, obtenidos del número de golpes a diferentes profundidades y los factores de corrección para obtener el N60:

Tabla 40 N60 en base a factores de corrección SPT-01

Ensayo de Penetración Estándar SPT_01									
Profundidad (m)	Número de golpes por tramos			Factores de corrección					N60
	15 cm	30 cm	45 cm	N	nH	nB	nS	nR	N60
1.00 - 1.45	3	4	8	12	0,75	1	1	0,75	7
2.00 - 2.45	6	8	9	17	0,75	1	1	0,75	10
3.00 - 3.45	29	29	30	59	0,75	1	1	0,75	33
4.00 - 4.45	60	60	-	60	0,75	1	1	0,85	38

Fuente: (Propia de Autores)

En las siguientes tablas 41 y 42 se muestran los resultados de los parámetros geotécnicos y geofísicos obtenidos SPT-01:

Tabla 41 Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-01

Profundidad (m)	SUCS	N60	Cohesión	ϕ (Meyerhof, 1957)	Es (Schmertmann, 1970)
			kN/m ²	grados	kPa
1.00 - 1.45	SC	7	0	24	5171
2.00 - 2.45	SC	10	0	25	7325
3.00 - 3.45	SC	33	0	31	25422
4.00 - 4.45	SC	38	0	33	29300

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 42 Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-01

Profundidad (m)	Dr (Meyerhof, 1957)		Vs (Imai, 1997)	q _{adm} (Meyerhof 1963)
	%	Descripción	m/s	kg/cm ²
1.00 - 1.45	31	Suelto	183	1,65
2.00 - 2.45	30	Suelto	206	2,98
3.00 - 3.45	48	Medio	311	8,76
4.00 - 4.45	46	Medio	313	12,87

Fuente: (Propia de Autores)

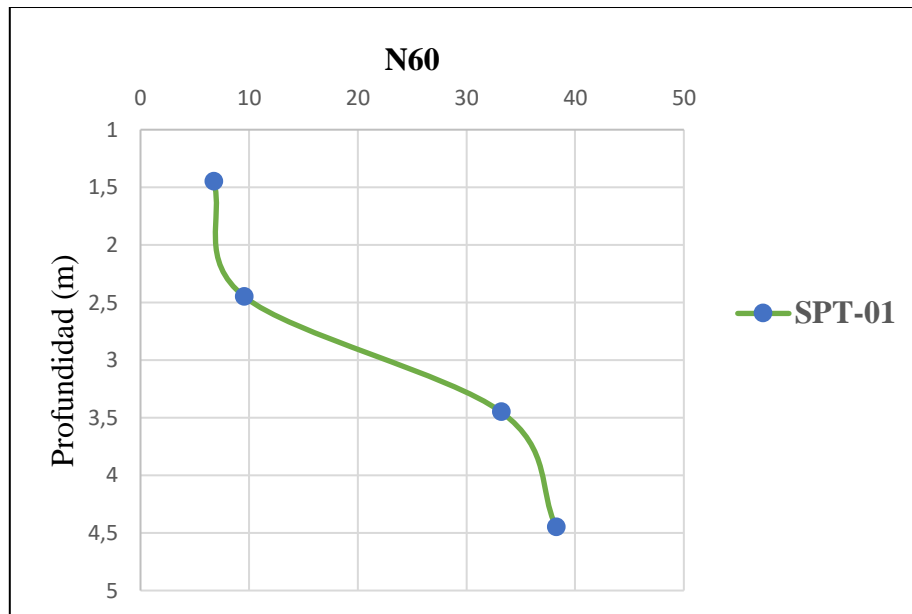


Figura 64 Profundidad vs N60 SPT-01

Fuente: (Propia de Autores)

En la siguiente tabla 43 se muestran los resultados del SPT-02, obtenidos del número de golpes a diferentes profundidades y los factores de corrección para obtener el N60:

Tabla 43 N60 en base a factores de corrección SPT-02

Ensayo de Penetración estándar SPT_02									
Profundidad (m)	Número de golpes por tramos			Factores de corrección					N60
	15 cm	30 cm	45 cm	N	nH	nB	nS	nR	N60
1.00 - 1.45	3	2	3	5	0,75	1	1	0,75	3
2.00 - 2.45	7	6	5	11	0,75	1	1	0,75	6
3.00 - 3.45	60	60		60	0,75	1	1	0,75	34

Fuente: (Propia de Autores)

En las siguientes tablas 44 y 45 se muestran los resultados de los parámetros geotécnicos y geofísicos obtenidos SPT-02:

Tabla 44 Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-02

Profundidad (m)	SUCS	N60	Cohesión	ϕ (Meyerhof, 1957)	Es (Schmertmann,1970)
			kN/m ²	grados	kPa
1.00 - 1.45	SC	3	0	23	2154
2.00 - 2.45	SC	6	0	24	4740
3.00 - 3.45	SC	34	0	32	25853

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 45 Parámetros correlacionados en base a formulaciones SPT-02

Profundidad (m)	Dr (Meyerhof, 1957)		Vs (Imai. 1997)	q _{adm} (Meyerhof 1963)
	%	Descripción	m/s	kg/cm ²
1.00 - 1.45	19,82	Muy suelto	137	1,44
2.00 - 2.45	23,79	Suelto	178	2,63
3.00 - 3.45	47,92	Medio	313	9,85

Fuente: (Propia de Autores)

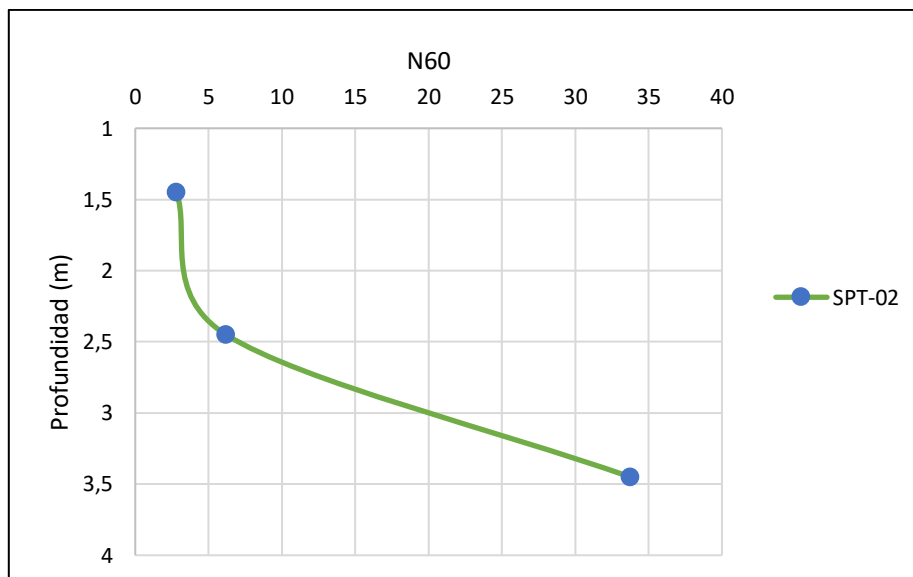


Figura 65 Profundidad vs N60 SPT-02

Fuente: (Propia de Autores)

3.9.4 Asentamientos calculados del ensayo SPT.

Este análisis presenta los asentamientos calculados a diversas profundidades, basados en el dimensionamiento de zapatas cuadradas para una carga de 2000 kN, valor establecido por la normativa NEC 15. Dicha carga es apropiada para edificaciones de mediana altura (4 a 10 niveles), donde las cargas máximas de servicio en columnas oscilan entre 801 y 4000 kN. Es crucial señalar que, para garantizar la integridad estructural, los asentamientos deben mantenerse por debajo de 25.4 mm. A continuación se reflejan en las tablas 46 y 47 los asentamientos calculados para los SPT-01 Y SPT-02

Tabla 46 Asentamiento SPT-01

Profundidad (m) Df	Profundidad (m) suelo	Largo (m)	Ancho (m)	q admisible (kg/cm ²)	(qo) Carga Máxima (kn/m ²)	Asentamiento flexible (mm)	Asentamiento rígido (mm)
1,5	1,45	1,25	1,25	1,65	1280,0000	18,21	16,93
2,45	2,45	1,5	2	2,98	666,6667	13,93	12,95
3,5	3,45	2,5	2,5	8,76	320,0000	8,50	7,91
4,5	4,45	3	3,2	12,87	208,3333	6,80	6,32

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 47 Asentamiento SPT-02

Profundidad (m) Df	Profundidad (m) suelo	Largo (m)	Ancho (m)	q admisible (kg/cm ²)	(qo) Carga Máxima (kn/m ²)	Asentamiento flexible (mm)	Asentamiento rígido (mm)
1,5	1,45	1,5	1,5	1,44	888,8889	14,92	13,88
2,5	2,45	1,75	2,5	2,63	457,1429	12,05	11,21
4	3,45	1,9	2,8	9,85	375,9398	10,83	10,07

Fuente: (Propia de Autores)

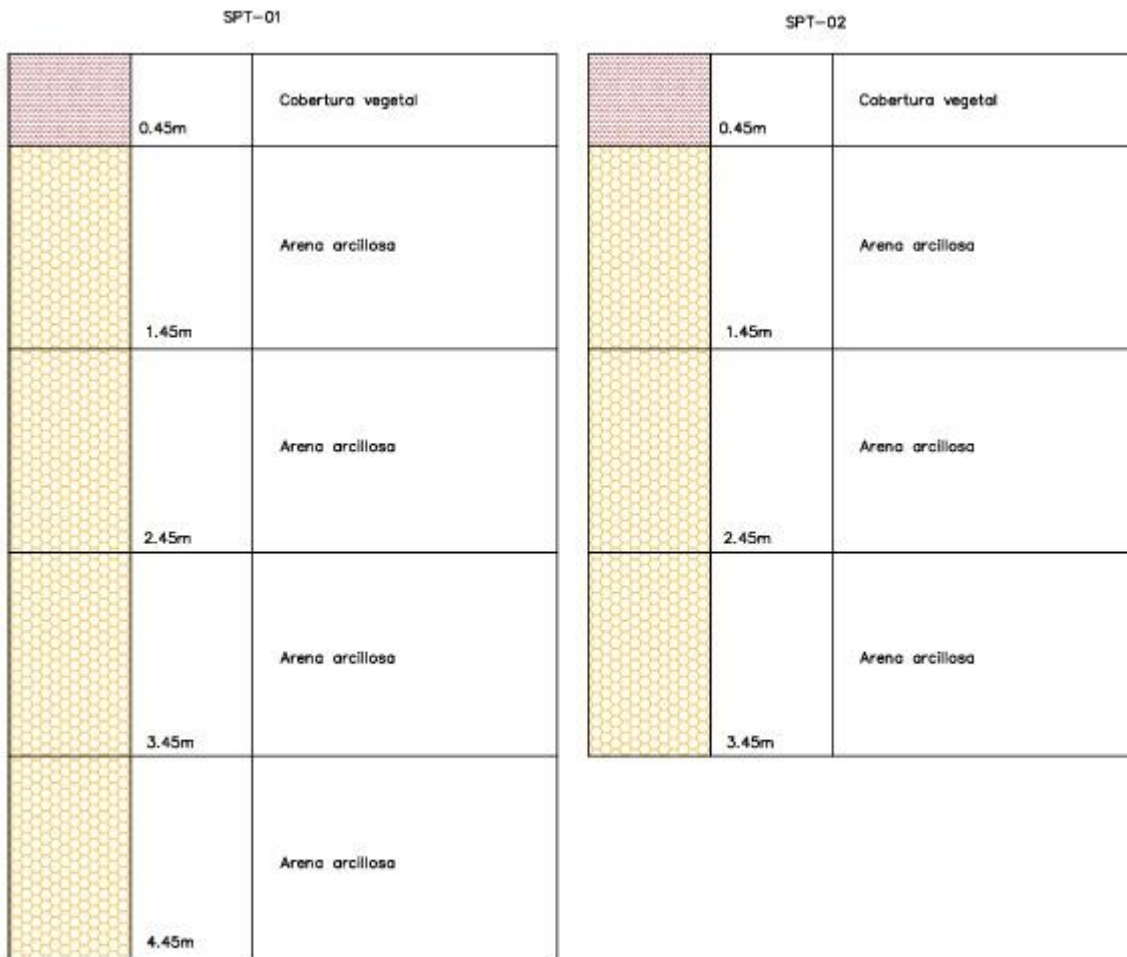


Figura 66 Se presenta los perfiles estratigráficos del ensayo SPT

Fuente: (Propia de Autores)

3.10 Discusión de resultados.

3.10.1 Clasificación de suelos:

Una vez obtenidas las granulometría y Límites de Atterberg, los suelos han sido clasificados para la calicata 1 como una Arena Limosa, mientras que para el SPT-01 y SPT-02 los materiales se clasifican como Arenas Arcillosas, por lo tanto se puede decir que el suelo está conformado por materiales competentes para la obtención de su capacidad admisible.

3.10.2 Parámetros Geotécnicos.

Los parámetros geotécnicos fueron obtenidos a través de ensayos de compresión simple, corte directo, triaxial, SPT y ensayos geofísicos. En la tabla 48 se muestran los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio.

Tabla 48 Parámetros geotécnicos de ensayos de laboratorio

	q_u (kg/cm ²)	cohesión (kg/cm ²)	ϕ (°)
Compresión Simple	4,42	2,21	-
Corte Directo	-	0,15	35,9
Triaxial	-	0,15	35,09

Fuente: (Propia de Autores)

Por lo tanto se considera que los parámetros geotécnicos a usarse para la obtención de la capacidad admisible del suelo estarán regidos directamente por el ángulo de fricción interna del material y no por su cohesión debido a que al trabajar con suelos granulares, estos dependen únicamente de la fricción entre partículas, dicho de otra forma el valor de su cohesión será igual a cero y se usará toda la cuantía de su ángulo de fricción interna. Por lo tanto se utilizará el ángulo de fricción interna de los ensayos de corte directo y SPT respectivamente debido a la confiabilidad de los resultados de los ensayos y que tienen una estrecha relación con el tipo de suelo.

3.10.3 Consistencia de los Suelos por Módulos de Elasticidad.

La consistencia de los suelos se determina a través de los módulos de elasticidad de los materiales usando ensayos geofísicos y número de golpes del ensayo SPT, tal como lo indica la tabla 49.

Tabla 49 Consistencia de los suelos por módulos de elasticidad SPT-01

Profundidad (m)	Módulo de Elasticidad	Consistencia	Módulo de elasticidad por SPT (Schmertmann,1970)	Consistencia SPT
	MPa		MPa	
1.00 - 1.45	2 a 10	Suelto	5,2	Suelto
2.00 - 2.45	10 a 50	Medio denso	7,3	Suelto
3.00 - 3.45	50 a 100	Denso	25,4	Medio denso
4.00 - 4.45	100 a 200	Muy denso	29,3	Medio denso

Fuente: (Propia de Autores)

Los datos revelan un claro incremento en el módulo de elasticidad del suelo con la profundidad, tanto los valores directos que establece Braja Das como los estimados mediante formulación con el ensayo SPT. Este aumento concuerda con la descripción de la consistencia del suelo, que pasa de un material suelto a uno muy denso a medida que se profundiza debido al número de golpes del ensayo SPT. La correlación entre ambos métodos de medición del módulo de elasticidad es evidente, aunque con variaciones numéricas ligeras que podrían atribuirse a las diferencias entre los ensayos de laboratorio y las correlaciones empíricas del SPT. Este comportamiento es típico en suelos granulares, donde la compactación y la presión de confinamiento aumentan con la profundidad, lo que se traduce en una mayor rigidez y resistencia del suelo.

Tabla 50 Consistencia de los suelos por módulos de elasticidad SPT-02

Profundidad (m)	Módulo de Elasticidad	Consistencia	Módulo de elasticidad por SPT (Schmertmann,1970)	Consistencia SPT
	MPa		MPa	
1.00 - 1.45	10 a 50	Medio denso	2,2	Suelto
2.00 - 2.45	50 a 100	Denso	4,7	Suelto
3.00 - 3.45	100 a 200	Muy denso	25,9	Medio denso

Fuente: (Propia de Autores)

Como se puede observar en la tabla 50 se pudo determinar una consistencia de los materiales a distintas profundidades para el SPT-02 obteniendo una consistencia suelta a una profundidad de 1-2.45 metros y un material medianamente denso a partir de los 3-3.45 metros.

3.10.4 Capacidades Admisibles.

Los resultados que se muestran en las tablas 50 y 51 nos permite observar la tendencia de aumento en la carga admisible (q_{adm}) con la profundidad del estrato de suelo, pasando de valores bajos a incrementos significativos de soporte. Este incremento se correlaciona directamente con el aumento en la velocidad de la onda de corte (V_s) y la densidad relativa (Dr), lo que indica una mejora en la compacidad y rigidez del suelo con la profundidad. La descripción del suelo cambia de "suelto" a "medio", esto en función de la densidad relativa del suelo. Es crucial notar que estos valores de q_{adm} han sido estimados utilizando la metodología de Meyerhof (1963), la cual es ampliamente reconocida en la ingeniería geotécnica para los distintos suelos.

Tabla 51 Resultados de carga admisible (q_{adm}) del SPT-01

Profundidad (m)	Dr (Meyerhof, 1957)		Vs (Imai. 1997)	q_{adm} (Meyerhof 1963)
	%	Descripción	m/s	kg/cm ²
1.00 - 1.45	31	Suelto	183	1,65
2.00 - 2.45	30	Suelto	206	2,98
3.00 - 3.45	48	Medio	311	8,76
4.00 - 4.45	46	Medio	313	12,87

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 52 Resultados de carga admisible (q_{adm}) del SPT-02

Profundidad (m)	Dr (Meyerhof, 1957)		Vs (Imai, 1997)	q_{adm} (Meyerhof 1963)
	%	Descripción	m/s	kg/cm ²
1.00 - 1.45	19,82	Muy suelto	137	1,44
2.00 - 2.45	23,79	Suelto	178	2,63
3.00 - 3.45	47,92	Medio	313	9,85

Fuente: (Propia de Autores)

La capacidad de carga admisible (q_{adm}) presenta una variación significativa según los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT). En el caso del SPT-01, la capacidad admisible aumenta bruscamente de 1.65 kg/cm² a 12.87 kg/cm² entre la primera y la última profundidad registrada. Un patrón similar se observa en el SPT-02, donde la capacidad de carga pasa de 1.44 kg/cm² a 9.85 kg/cm². Este comportamiento podría atribuirse a una variación de la densidad del estrato, debido a la presencia de una roca, con dimensiones mayores a la generalidad del estrato. En este sentido, se presume, que el muestreador chocó con una roca, lo que impidió el avance de la cuchara partida y resultó en el aumento significativo de la capacidad admisible en esas profundidades.

3.10.5 Velocidades de Ondas Vs.

En la tabla 35 se presentó los resultados de un sondeo de refracción sísmico MAS W (LS-01) que describe el perfil del suelo hasta cierta profundidad en términos de su espesor, velocidades de onda P (V_p) y onda S (V_s), y clasificación del tipo de suelo. Hay una clara estratificación donde una capa superficial de suelo arcilloso erosionado está sobrepuesta por capas de grava o arena seca y arena arcillosa semiconsolidada. Cuanto más profunda es la capa, mayor tienden a ser las velocidades de V_p y V_s , lo que sugiere una mayor consolidación y rigidez del material.

Este análisis indica la heterogeneidad del perfil del suelo caracterizada por una capa superficial más blanda y capas consolidadas más densas a mayores profundidades, información que se corrobora con la obtención de los perfiles estratigráficos a través del ensayo SPT . La arena arcillosa semiconsolidada en varias capas indica una matriz de suelo mixta con propiedades intermedias entre suelos granulares y cohesivos. La información contenida es de gran importancia en ingeniería geotécnica y civil porque ayuda a predecir cómo reaccionará el suelo bajo carga y vibración, lo cual es esencial en el diseño de cimientos y estructuras seguras en el área de investigación.

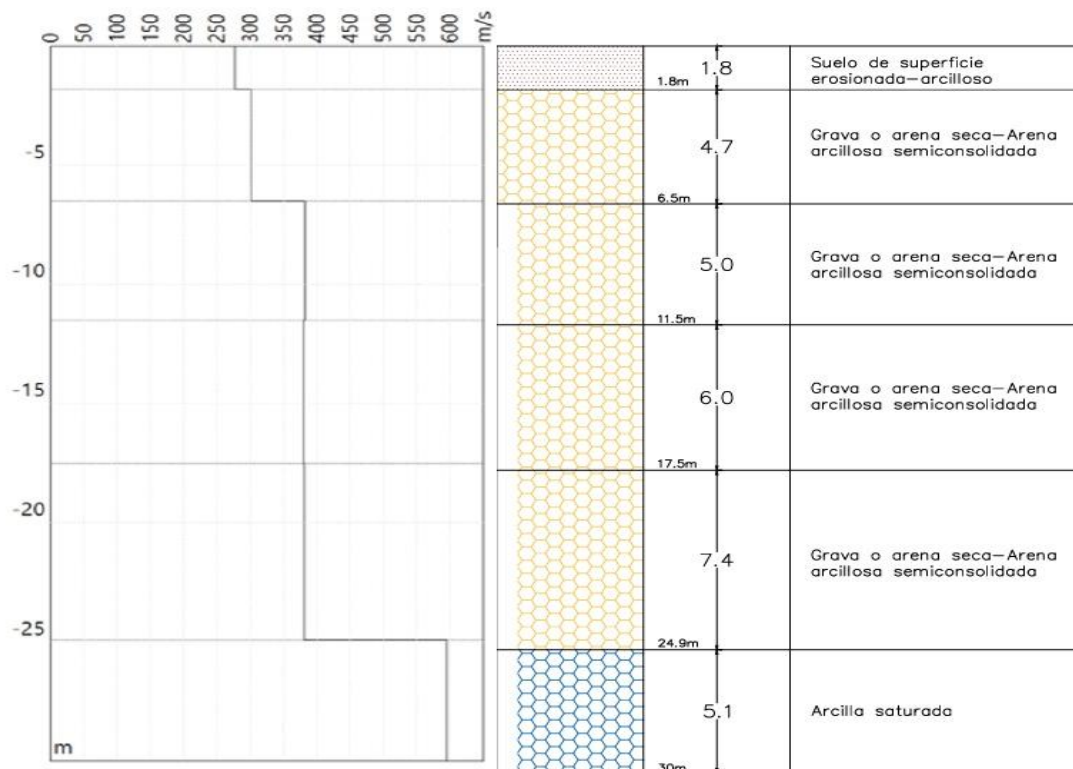


Figura 67 Clasificación del suelo mediante refracción sísmica MAS W

Fuente: (Propia de Autores)

En SPT-01 se clasifica como un suelo tipo D porque tenemos velocidades de ondas Vs mayores a 180 m/s, mientras que en el SPT-02 tenemos un tipo de suelo tipo E ya que las velocidades de onda Vs menores a 180 m/s hasta la profundidad de 2.45 metros debido al bajo

número de golpes del ensayo SPT, luego hasta la cota 3.45 metros nos proporciona rechazo, pasando a ser un suelo tipo D.

En tal virtud para esta investigación se determina que el material se considera como un perfil de suelo tipo D, el cual ayudará para el diseño del comportamiento sísmico de una estructura.

Tabla 53 Clasificación mediante la normativa NEC-15 SPT-01

Profundidad (m)	Imai, 1997		Tipo de suelo
	Vs		
	m/s		
1.00 - 1.45	183		D (360 m/s > Vs ≥ 180 m/s)
2.00 - 2.45	206		
3.00 - 3.45	311		
4.00 - 4.45	313		

Fuente: (Propia de Autores)

Tabla 54 Clasificación mediante la normativa NEC-15 SPT-02

Profundidad (m)	Imai, 1997		Tipo de suelo
	Vs		
	m/s		
1.00 - 1.45	137		E (<180 m/s)
2.00 - 2.45	178		
3.00 - 3.45	313		D (360 m/s > Vs ≥ 180 m/s)

Fuente: (Propia de Autores)

3.10.6 Recomendación de Cimentación.

La tabla 55 establece las dimensiones de la zapata aislada y profundidad de desplante teniendo en cuenta el valor del ángulo de fricción interna que corresponden al ensayo SPT-01, además muestra la carga admisible y asentamientos que va a generar la carga de 2000 KN a dicha profundidad de cimentación de acuerdo con la normativa NEC.

De igual manera es necesario mejorar el suelo natural, por lo tanto se recomienda extraer el material hasta la profundidad de 4.5 metros y deberá ser compactado hasta la cota de 2.50 metros a través del ensayo Proctor con su densidad máxima seca del 95% al 100%, una vez mejorado el suelo se colocará una base de clase III de 50 cm de espesor (compactada), por lo tanto la profundidad de desplante será a la cota de 2 metros de profundidad.

Tabla 55 Dimensiones de zapatas recomendada a 2 m.

Df (desplante)	Zapata Rectangular		ϕ grados	q_{adm} kg/cm ²	Asentamiento rígido (mm)	Asentamiento flexible (mm)
	B (m)	L (m)				
2	1,5	2	25	2,28	10,14	9,43

Fuente: (Propia de Autores)

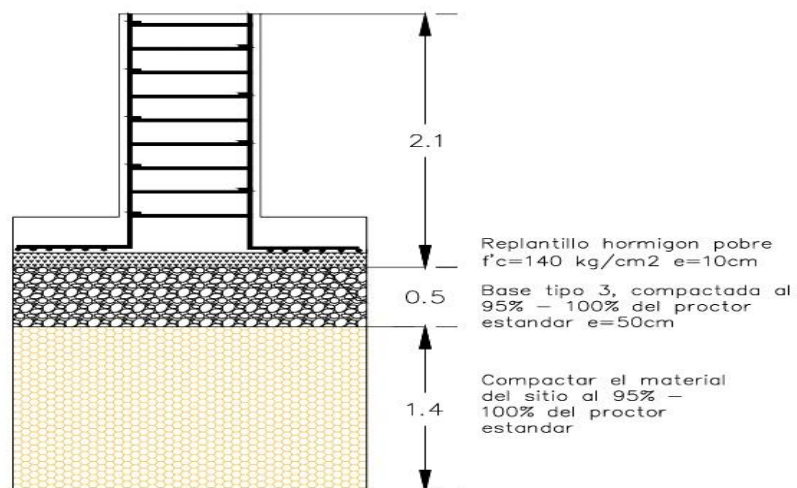


Figura 68 Esquema de cimentación sugerida para la construcción de la edificación

Fuente: (Propia de Autores)

4 CAPITULO IV: CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

El estudio llevado a cabo en la Universidad Católica de Cuenca, sede Azogues, logró integrar información exitosa a través de métodos geofísicos: MASW, SPT y pruebas de laboratorio para la determinación de parámetros geotécnicos del suelo. Este complemento permitió lograr la caracterización completa del subsuelo de manera confiable y precisa para el diseño de futuras construcciones en el campus.

Las pruebas MASW y SPT otorgaron las velocidades de onda (V_s y V_p) con los respectivos perfiles del suelo y sus características geotécnicas, así también las pruebas de laboratorio realizadas con las muestras extraídas de la calicata y sondeos perfeccionan esta información mediante las propiedades físicas y mecánicas de los materiales. La combinación de estos resultados a través de formulaciones permite recomendar un valor de capacidad portante de 2.28kg/cm^2 para una zapata de $1.5\text{m} \times 2\text{m}$, siendo este un valor conservador de los esfuerzos que soporta el suelo para materiales arenosos, de manera que garanticen la seguridad y estabilidad de las futuras estructuras a construirse.

Es importante destacar que la zona de estudio ha sido caracterizada como un suelo tipo D, estos suelos están compuestos por materiales como arcillas firmes, limos, arenas y gravas compactas y su información es de gran relevancia porque permiten determinar las propiedades dinámicas del suelo ante la presencia de eventos sísmicos.

La determinación de la capacidad admisible conservadora del suelo, basada en la integración de los resultados geofísicos y geomecánicos, proporcionan valores confiables para el diseño de cimentaciones. Este valor considera un factor de seguridad adecuado para garantizar la estabilidad de las estructuras bajo las condiciones de carga esperadas.

El suelo evaluado en el sondeo SPT-01 presenta una mayor capacidad de carga admisible (q_{adm}) en comparación con el sondeo SPT-02 a profundidades similares. Por ejemplo, a la profundidad de 1.00 - 1.45 metros, el q_{adm} para SPT-01 es de 1.65 kg/cm², mientras que para SPT-02 es de 1.44 kg/cm². Esta tendencia se mantiene a la siguiente profundidad comparable (2.00 - 2.45 metros), con valores de 2.98 kg/cm² y 2.63 kg/cm² respectivamente, por lo tanto se concluye que el perfil estratigráfico en la ubicación del SPT-01 está compuesto por suelos ligeramente más competentes o que presentan una mayor densidad relativa que en la ubicación del SPT-02.

En conclusión los resultados de los ensayos SPT muestran una variación significativa en la capacidad de carga admisible (q_{adm}), lo que indica una posible heterogeneidad en las condiciones del suelo a diferentes profundidades. El aumento abrupto de la capacidad admisible, tanto en el SPT-01 como en el SPT-02, sugiere la presencia de un estrato más denso, probablemente asociado a la intersección con una roca, lo que impidió el avance del muestreador. Esta variabilidad en las condiciones del suelo resalta la importancia de realizar un mayor número de muestreos para obtener una caracterización más precisa y completa de las propiedades del terreno, lo cual es crucial para un adecuado diseño geotécnico

4.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda establecer un programa de monitoreo geotécnico a largo plazo para evaluar el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga y ambientales. Esto permitirá validar los resultados del estudio y realizar ajustes en los diseños si es necesario.

Al diseñar futuras construcciones, se deben considerar los parámetros geotécnicos obtenidos en este estudio, especialmente la capacidad admisible conservadora del suelo. Se recomienda utilizar factores de seguridad adecuados y realizar análisis de asentamientos y estabilidad para garantizar la seguridad de las estructuras.

En caso de que se planifiquen construcciones de gran envergadura o con requerimientos especiales, se recomienda realizar estudios geotécnicos complementarios, como ensayos de penetración de cono (CPT) o ensayos de placa de carga, para obtener información más detallada sobre el comportamiento del suelo.

Se recomienda capacitar al personal técnico y a los estudiantes de ingeniería en la interpretación y aplicación de los resultados de este estudio. Además, se sugiere difundir los resultados a la comunidad universitaria y a los profesionales del sector de la construcción para promover el uso de información geotécnica confiable en el diseño de estructuras.

Los parámetros geotécnicos del suelo pueden alterarse con el tiempo debido a factores como la variación del nivel freático o la consolidación del suelo. Se recomienda actualizar periódicamente este estudio para garantizar que la información utilizada en el diseño de futuras construcciones esté actualizada y sea precisa.

5 BIBLIOGRAFIA

Alvarez, A., & Aceves, M. (2003). *Geofísica Aplicada en los Proyectos Básicos de Ingeniería Civil*.

Álvarez, A. D. (2019). *Evaluación de la Resistencia a Compresión Simple en Probetas de Suelo Adicionadas con Concreto Reciclado*.

Ampuero, A. S., & Van Sint Jan, M. F. (2004). *Velocidades de Onda medidas en Santiago con el Ensayo de Refracción Sísmica*.

Aspden I, J. A., Harrison, S. H., & Rundle, C. C. (1992). New geochronological control for the tectono-magmatic evolution of the metamorphic basement, Cordillera Real and E! Ore Province of Ecuador. In *Journal of South American Earth Sciences* (Vol. 6, Issue 2).

Baldock, J. W. (1982). *Boletín de la Explicación del Mapa Geológico de la Republica del Ecuador*.

Barreto, Á., & Cárdenas, L. (2015). *Cartografía Geológica y Caracterización de las Arcillas en el Contrato de Concesión IHL-09581 Municipio de Chivatá - Departamento de Boyacá*.

Briceño, J., Pérez, C., & Vielma, L. (2018). *Nociones de Mecánica de Suelos*.

Castrechini, F. A. (2019). *Combinación de Métodos Geofísicos para Estudios de Suelo en el Sector de Quito, Ecuador*.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería geotécnica Cuarta edición*.

<http://latinoamerica.cengage.com>

Díaz, S. L., & Castillo, D. (2007). *Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie*.

Gad Azogues. (2016). *Estudio de impacto ambiental ptar azogues i DE viii diego zhindon argoti mgs. ing. sanitaria y ambiental*.

Gómez, L., Guillin, W., & Gallardo, R. (2016). *Variación de las propiedades mecánicas de suelos arcillosos compresibles estabilizados con material cementante.*

<https://doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.2.a07>

Guardo, J. (1999). *Estudios Geotécnicos una Necesidad en Obras Civiles.*

Herrera, V. (2013). *Propuesta de una fuente que emplea audio para exploración sísmica de refracción somera.*

Hughes, R. A., & Pilatasig, L. F. (2002). *Cretaceous and Tertiary terrane accretion in the Cordillera Occidental of the Andes of Ecuador.* [https://doi.org/10.1016/S0040-1951\(01\)00205-0](https://doi.org/10.1016/S0040-1951(01)00205-0)

Jaime Suárez. (2009). *Deslizamientos; Análisis Geotécnico.*

Joseph E. Bowles. (1982). *Propiedades_Geofísicas_de_los_Suelos.*

Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo I.*

Linares, R., Brusi, D., Pallí, L., Roqué, C., Almanza, X., Cebrià, A., Geis, C., Zamorano, M., Soler, D., Vehí, M., & Clapés, S. (2002). *Métodos de Reconocimiento del Subsuelo Subsoil studies methods* (Vol. 10, Issue 1).

Macedo, J. Z. (2018). *“Análisis de productividad de la línea de refracción sísmica para la optimización del estudio de mecánica de suelos en Villa El Salvador, Lima – 2018.”*

MAGAP. (2014). *Memoria técnica cantón azogues/bloque 2.1 “levantamiento de cartografía temática escala 1:25.000, lote 1” cobertura y uso de la tierra sistemas productivos zonas homogéneas de cultivo noviembre, 2014.*

Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional.*

NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015a). *Geotécnia y Cimentaciones.*

NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015b). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*.

Núñez del Arco, E. Ing. Ms. C. (2003). *Geología del Ecuador*.

Oliva, Aldo. Dr. Ing. (2015). *Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo*.

<https://www.researchgate.net/publication/324507337>

Oscar, I., Salas, V., & Resumen, L. (2011). Ensayos triaxiales para suelos. In *Métodos y Materiales • Año* (Vol. 1).

Pazmiño, L. E. (2017). "Velocidades de Onda VS y VP y su Relación con los Valores de Ángulo de Fricción Interna, Cohesión y NSPT para los Suelos de Sangolquí."

Sellés-Martínez, J. (2023). Efectos de los sismos en materiales no consolidados: casos reales, conceptos teóricos y modelos analógicos didácticos. *Terrae Didactica*, 19, e023025.

<https://doi.org/10.20396/td.v19i00.8673837>

Universidad Católica de Cuenca. (2022). *Estudio de impacto ambiental del hospital universitario católico de azogues, ubicado en la provincia de cañar 2022 estudio de impacto ambiental del hospital universitario católico de azogues Contenido*.

Verdezoto, P. A. (2006). *Escuela politécnica nacional escuela de ingeniería "levantamiento geológico del sector comprendido entre las latitudes 2° 37" s y 2° 50' s, provincias de cañar y azuay, con especial enfoque sobre las secuencias miocénicas" proyecto de titulación previo a la obtención del título de ingeniero geólogo."*

AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Nosotros, **Angel Danilo Armijos Cango** y **Jovinson Francisco Velasquez Ortega** portadores de las cédulas de ciudadanía N.º 1950052454 y 1900862317. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“Determinación de Parámetros Geomecánicos Mediante Ensayos de Campo y Ensayos de Laboratorio”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconocemos a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizamos a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 4 de abril de 2025

F: 
.....
Angel Danilo Armijos Cango
1950052454

F: 
.....
Jovinson Francisco Velasquez Ortega
1900862317