

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica – Geotecnia

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS
ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA – MASW, PARA EL
PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE
SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN**

TESIS

Presentada por:

Bach. Rodrigo Enrique Flores Zapata

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO – GEOTÉCNICO

TACNA – PERÚ

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica – Geotecnia

HOJA DE JURADO

TESIS

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE
MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA –
MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA,
PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN"

Presentado por el bachiller Rodrigo Enrique Flores Zapata
Para optar el Título Profesional de Ingeniero Geólogo – Geotécnico

Tesis Sustentada y Aprobada el 19 de diciembre de 2025 (RF N° 700-2025-FLAG/UNJBG) con
el siguiente jurado:

Presidente


Ing. JORGE PANTALEON BARRIGA GAMARRA

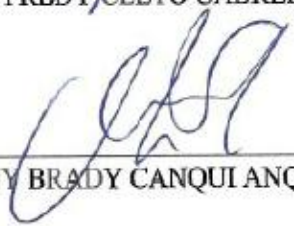
Miembro – Secretario


M.Sc. Ing. CESAR ROMERO OSCAMAYTA

Miembro – Vocal


Mgr. Ing. FREDY CLETO CABRERA OLIVERA

Asesor de Tesis


Ing. TONY BRADY CANQUI ANQUISE

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, TONY BRADY CANQUI ANQUISE, en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad N° 475-2024-FIAG/UNJBG de la Tesis titulada: **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA – MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN"**, Presentado por el Bachiller Rodrigo Enrique Flores Zapata para optar el título profesional en Ingeniería Geológica – Geotecnia.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del **software de similitud textual TURNITIN**, cuenta con el **nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es 11 %**. Por lo que, **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis enunciado líneas arriba, la cual está expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional Ingeniero Geólogo- Geotécnico, según corresponda para su publicación en el repositorio institucional.

Tacna, 22 de Diciembre del 2025



Docente Asesor de Tesis
Tony Brady Canqui Anquise
DNI N° 40772594



(poner huella digital)



Firma del autor
Rodrigo Enrique Flores Zapata
DNI N° 70350573



(poner huella digital)

AGRADECIMIENTO

Quiero comenzar agradeciendo a Dios, por brindarme la sabiduría necesaria para enfrentar las adversidades de la vida y los retos profesionales.

A mis padres y abuelos, les agradezco por su amor y sacrificio a lo largo de mi vida; han sido el pilar fundamental en la realización de mis objetivos.

A mi compañera de vida, le agradezco por su apoyo incondicional y su amor sincero durante estos últimos años, por estar a mi lado en cada paso y por celebrar mis triunfos, que también son suyos.

A mi hermano, le agradezco por ser no solo un amigo, sino un cómplice en muchas aventuras.

Y, por último, a mis amigos y a todas las personas con quienes he compartido mi vida profesional y un sinfín de experiencias, les doy las gracias de corazón.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de investigación de manera especial a mi abuelo Don Segundo Zapata Medrano, quien ha sido un ejemplo de vida y una fuente inagotable de inspiración y sabiduría. Aunque ya no estés físicamente conmigo, tu espíritu y amor continúan guiándome en cada paso de este camino.

A mi madre, agradezco por haberme forjado como la persona que soy. Tu bendición a lo largo de mi vida me protege y me orienta por el camino del bien.

A mi compañera de vida, agradezco por su apoyo incondicional y por regalarme la bendición de ser padre de Alessia, quien, desde el anuncio de su llegada, ha sido una fuente constante de motivación.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	iv
DEDICATORIA	v
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2. JUSTIFICACIÓN Y LIMITACIONES	4
1.2.1. Justificación	4
1.2.2. Limitaciones	5
1.3. OBJETIVOS	7
1.3.1. Objetivo General	7
1.3.2. Objetivos Específicos.....	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	8
2.1.1. Antecedentes Nacionales	8
2.1.2. Antecedentes Internacionales.....	10
2.2. BASES TEÓRICAS.....	12
2.2.1. Problemas Geotécnicos	12
2.2.2. Suelos	14
2.2.3. Clasificación de suelos por granulometría	14
2.2.4. Mecánica de Suelos.....	15
2.2.5. Teoría de Capacidad Portante Última de Terzaghi	32
2.2.6. Teoría de Capacidad Portante Última de Meyerhof.....	37
2.2.7. Teoría de Capacidad Portante Última de Vesic	39
2.2.8. Factor de Seguridad.....	43
2.2.9. Teoría de Capacidad Admisible	43

2.2.10.	Geofísica	43
2.2.11.	Métodos de Prospección Geofísica	47
2.2.12.	Método de Refracción Sísmica	50
2.2.13.	Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)	54
2.2.14.	Correlaciones entre parámetros geotécnicos y parámetros elásticos del subsuelo	58
2.2.15.	Parámetros geotécnicos del subsuelo	58
2.2.16.	Parámetros elásticos del subsuelo	61
2.2.17.	Método de Boussinesq (1885) para el cálculo de capacidad portante última y admisible.....	67
2.2.18.	Método de Tezcan (2011) para el cálculo de capacidad portante última y admisible.....	68
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO		71
3.1.	HIPÓTESIS.....	71
3.1.1.	Hipótesis General	71
3.1.2.	Hipótesis Específica	71
3.2.	VARIABLES	72
3.2.1.	Variable Independiente	72
3.2.2.	Variable Dependiente.....	72
3.3.	METODOLOGÍA	73
3.3.1.	Etapas de Gabinete: Recopilación y Revisión Bibliográfica.....	73
3.3.2.	Etapas de Campo – Laboratorio	73
3.3.3.	Etapas de Gabinete: Procesamiento y Análisis de Información	81
CAPÍTULO IV: CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO		90
4.1.	UBICACIÓN.....	90
4.2.	ACCESIBILIDAD	91
4.3.	CLIMA.....	91
4.4.	HIDROLOGÍA.....	92

4.4.1.	Cuenca del Río Ene	92
4.5.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	93
4.5.1.	Introducción	93
4.5.2.	Estratigrafía.....	94
4.5.3.	Unidades Geológicas Ígneas	101
4.5.4.	Geología Local.....	103
4.6.	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	103
4.6.1.	Introducción	103
4.6.2.	Descripción de las Unidades Morfotectónicas.....	104
4.6.3.	Descripción de las Unidades Geomorfológicas Locales.....	106
CAPÍTULO V: RESULTADOS		110
5.1.	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	110
5.1.1.	Calicatas	111
5.1.2.	Ensayos Geofísicos	111
5.1.3.	Interpretación de los Ensayos Geofísicos	113
5.1.4.	Ensayos de Laboratorio.....	115
5.2.	MODELO GEOTÉCNICO	119
5.3.	MÉTODO CONVENCIONAL.....	121
5.4.	MÉTODO GEOFÍSICO.....	126
CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS		133
6.1.	COMPARACIÓN CON OTROS AUTORES	133
6.2.	COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS	134
6.3.	COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS EMPÍRICOS.....	135
6.4.	CONCORDANCIA Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	135
6.5.	INTERPRETACIÓN Y COHERENCIA FÍSICA	136
6.6.	LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD.....	137
6.7.	SÍNTESIS DE LA DISCUSIÓN.....	137
CONCLUSIONES		138

RECOMENDACIONES	140
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
ANEXOS.....	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Clasificación de suelos por granulometría</i>	15
Tabla 2 <i>Ensayos de Laboratorio</i>	18
Tabla 3 <i>Ensayo de Granulometría – tamaño de mallas</i>	21
Tabla 4 <i>Símbolos de grupo para clasificación SUCS</i>	22
Tabla 5 <i>Clasificación de suelos – SUCS</i>	26
Tabla 6 <i>Clasificación de suelos – AASHTO</i>	28
Tabla 7 <i>Variación de los factores de forma</i>	35
Tabla 8 <i>Variación de los factores de capacidad</i>	36
Tabla 9 <i>Variación de los factores de capacidad</i>	42
Tabla 10 <i>Ventajas, limitaciones y aplicaciones de la prospección geofísica</i>	49
Tabla 11 <i>Valores promedios de V_p de materiales I</i>	53
Tabla 12 <i>Valores promedios de V_p de materiales II</i>	54
Tabla 13 <i>Valores promedios de V_p de materiales III</i>	54
Tabla 14 <i>Valores promedios de V_{s30} de materiales</i>	57
Tabla 15 <i>Clasificación de los perfiles de suelo</i>	57
Tabla 16 <i>Valores de coeficientes α y β en distintas litologías para V_p en m/s</i>	61
Tabla 17 <i>Factor de seguridad y capacidad admisible</i>	70
Tabla 18 <i>Parámetros óptimos de adquisición de datos para el ensayo MASW</i> ...	80
Tabla 19 <i>Coordenadas de los estribos del puente modular Santa Teresita I</i>	91
Tabla 20 <i>Resumen de calicatas ejecutadas</i>	111
Tabla 21 <i>Ubicación de las líneas de refracción sísmica ejecutadas</i>	112
Tabla 22 <i>Ubicación de ensayos de ondas superficiales MASW ejecutados</i>	112
Tabla 23 <i>Resumen de interpretación de las líneas de refracción ejecutados</i>	113
Tabla 24 <i>Resumen de interpretación de MASW ejecutados</i>	114
Tabla 25 <i>Resumen de velocidades de ondas de corte promedio (V_{s30})</i>	115
Tabla 26 <i>Resumen de ensayos de laboratorio ejecutados</i>	116
Tabla 27 <i>Resumen de ensayo de clasificación de suelos</i>	117

Tabla 28 <i>Resumen de ensayo de contenido de humedad</i>	117
Tabla 29 <i>Resumen de ensayo de densidad – peso volumétrico</i>	118
Tabla 30 <i>Resumen de ensayo triaxial consolidado – drenado (CD)</i>	118
Tabla 31 <i>Resumen de resultados para la construcción del modelo geotécnico</i> .	120
Tabla 32 <i>Dimensionamiento de zapata – Estribo Derecho</i>	121
Tabla 33 <i>Propiedades mecánicas – Estribo Derecho</i>	121
Tabla 34 <i>Factores de capacidad de carga – Método de Terzaghi</i>	122
Tabla 35 <i>Factores de capacidad de carga – Método de Meyerhof</i>	122
Tabla 36 <i>Factores de capacidad de forma – Método de Meyerhof</i>	123
Tabla 37 <i>Factores de profundidad – Método de Meyerhof</i>	123
Tabla 38 <i>Factores de capacidad de carga – Método de Vesic</i>	124
Tabla 39 <i>Factores de capacidad de forma – Método de Vesic</i>	124
Tabla 40 <i>Factores de profundidad – Método de Vesic</i>	125
Tabla 41 <i>Resultados de capacidad portante última por métodos analíticos</i>	125
Tabla 42 <i>Resultados de capacidad admisible por métodos analíticos</i>	126
Tabla 43 <i>Dimensionamiento del suelo mediante valores de velocidad de onda para una profundidad de cimentación de 2,30 m</i>	126
Tabla 44 <i>Cimentación directa sobre suelo para una profundidad de cimentación de 2,30 m</i>	127
Tabla 45 <i>Cimentación directa sobre suelo para una profundidad de cimentación de 2,30 m</i>	128
Tabla 46 <i>Resultados de capacidad portante última por métodos empíricos</i>	128
Tabla 47 <i>Resultados de capacidad admisible por métodos empíricos</i>	129
Tabla 48 <i>Resultados de capacidad admisible a 1,50 m, 2,30 m y 3,00 m</i>	130
Tabla 49 <i>Coefficiente de correlación de Pearson</i>	130
Tabla 50 <i>Cálculo de MSE y RMSE</i>	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Límites de Atterberg</i>	20
Figura 2 <i>Curvas de distribución del tamaño de partículas</i>	24
Figura 3 <i>Sistema Triaxial CD</i>	31
Figura 4 <i>Esquema de distribución de esfuerzos durante la prueba CD</i>	31
Figura 5 <i>Superficie de falla</i>	33
Figura 6 <i>Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Primarias “P”</i>	44
Figura 7 <i>Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Primarias “S”</i>	45
Figura 8 <i>Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Love “L”</i>	46
Figura 9 <i>Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Rayleigh “R”</i>	46
Figura 10 <i>Ensayo de Refracción Sísmica</i>	76
Figura 11 <i>Esquema de línea de refracción sísmica</i>	77
Figura 12 <i>Ensayo MASW</i>	78
Figura 13 <i>Esquema de puntos MASW</i>	79
Figura 14 <i>Selección de primeras llegadas</i>	82
Figura 15 <i>Domocrona obtenida a partir de las primeras llegadas</i>	83
Figura 16 <i>Domocrona corregida por software durante el proceso de inversión</i> .	84
Figura 17 <i>Perfil V_p final</i>	85
Figura 18 <i>Visualización de ondas sísmicas</i>	86
Figura 19 <i>Selección de curva de dispersión del modo fundamental</i>	87
Figura 20 <i>Curva de dispersión promedio</i>	88
Figura 21 <i>Perfil V_s final</i>	89
Figura 22 <i>Plano de ubicación de la zona de estudio</i>	90
Figura 23 <i>Plano geológico regional</i>	94
Figura 24 <i>Plano geomorfológico regional</i>	104
Figura 25 <i>Tipos de lecho de río</i>	109
Figura 26 <i>Plano investigaciones geotécnicas</i>	110

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. <i>Matriz de Consistencia</i>	150
Anexo 2. <i>Plano de ubicación</i>	152
Anexo 3. <i>Plano geológico regional</i>	153
Anexo 4. <i>Plano geológico local</i>	154
Anexo 5. <i>Plano geomorfológico regional</i>	155
Anexo 6. <i>Plano geomorfológico local</i>	156
Anexo 7. <i>Plano de investigaciones geotécnicas</i>	157
Anexo 8. <i>Modelo geotécnico</i>	158
Anexo 9. <i>Calicata CA-ST24-01 Estribo Derecho puente modular Santa Teresita</i> <i>1</i>	159
Anexo 10. <i>Calicata CA-ST24-02 Estribo Izquierdo puente modular Santa</i> <i>Teresita 1</i>	160
Anexo 11. <i>Ensayo de análisis granulométrico</i>	161
Anexo 12. <i>Ensayo de contenido de humedad y límites de consistencia</i>	162
Anexo 13. <i>Ensayo de densidad - peso volumétrico</i>	163
Anexo 14. <i>Ensayo triaxial CD</i>	164
Anexo 15. <i>Domocrona LS-ST24-01</i>	171
Anexo 16. <i>Domocrona LS-ST24-02</i>	172
Anexo 17. <i>Sección de refracción sísmica LS-ST24-01</i>	173
Anexo 18. <i>Sección de refracción sísmica LS-ST24-02</i>	174
Anexo 19. <i>Perfil MASW-ST24-01</i>	175
Anexo 20. <i>Perfil MASW-ST24-02</i>	176
Anexo 21. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el</i> <i>método de Terzaghi</i>	177
Anexo 22. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el</i> <i>método de Meyerhof</i>	178

Anexo 23. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Vesic</i>	179
Anexo 24. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Boussinesq – Estribo Derecho.....</i>	180
Anexo 25. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Boussinesq – Estribo Izquierdo</i>	181
Anexo 26. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Tezcan – Estribo Derecho</i>	182
Anexo 27. <i>Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Tezcan – Estribo Izquierdo.....</i>	183
Anexo 28. <i>Panel fotográfico</i>	184

RESUMEN

La estimación de la capacidad portante última del suelo constituye una de las etapas críticas en el diseño de cimentaciones, ya que de ella depende la seguridad y estabilidad de las estructuras. En contextos selváticos, como en la provincia de Satipo, departamento de Junín, las condiciones de difícil acceso, alta heterogeneidad de suelos y limitaciones logísticas restringen la obtención de muestras para ensayos de laboratorio. Frente a esta problemática, la presente investigación propone integrar métodos analíticos convencionales con métodos geofísicos, a fin de evaluar la capacidad portante última en los estribos del puente modular Santa Teresita 1.

El objetivo general fue demostrar la eficiencia, confiabilidad y viabilidad técnica de los métodos analíticos (ensayo triaxial) y empíricos (aplicando ensayos de refracción sísmica y MASW) en la determinación de la capacidad portante última del suelo en los estribos del puente modular Santa Teresita 1, emplazado sobre el río Anapati, a partir de ensayos de laboratorio (triaxial CD) en una muestra obtenida en el estribo derecho, y la determinación de propiedades elásticas (V_s y V_p) mediante métodos sísmicos de refracción y MASW en ambos estribos, a fin de establecer su correlación y validar su aplicabilidad en el diseño de cimentaciones para proyectos de infraestructura en contextos geológicos similares.

La capacidad portante última se calculó con los métodos analíticos de Terzaghi, Meyerhof y Vesic, y con los métodos empíricos de Boussinesq (adaptado por Serrano y Olalla) y Tezcan. En el estribo derecho, se obtuvieron capacidades admisibles de 8,25 a 10,92 kg/cm² por métodos analíticos, mientras que los métodos empíricos entregaron valores de 12,72 kg/cm² (Boussinesq) y 11,78 kg/cm² (Tezcan). En el estribo izquierdo, únicamente evaluado con métodos empíricos, los resultados fueron de 11,60 kg/cm² (Boussinesq) y 11,44 kg/cm² (Tezcan).

El análisis estadístico (coeficientes de Pearson, MSE y RMSE) evidenció alta concordancia entre Meyerhof y Tezcan, mientras que los valores de Boussinesq se situaron como cota inferior conservadora y los de Terzaghi como aproximación simplificada. La adopción de un factor de seguridad de 3,50, superior al mínimo normativo, se justificó por la limitada cantidad de muestras.

En conclusión, la investigación demuestra que la integración de métodos analíticos y empíricos es viable y confiable, y que la combinación Meyerhof – Tezcan constituye la metodología más adecuada para el diseño de cimentaciones en suelos de tipo SM en el área de estudio, mientras que Boussinesq y Terzaghi pueden utilizarse como referencias conservadoras. Este enfoque metodológico ofrece una alternativa aplicable a proyectos de infraestructura en zonas amazónicas y con limitaciones logísticas, aportando rapidez, economía y confiabilidad en la estimación de parámetros geotécnicos fundamentales.

Palabras clave: capacidad portante última, métodos analíticos, métodos empíricos, geofísica aplicada, cimentaciones, puente modular.

ABSTRACT

Estimating soil bearing capacity is one of the critical stages in foundation design, as the safety and stability of structures depend on it. In jungle settings, such as in the province of Satipo, department of Junín, difficult access, high soil heterogeneity, and logistical limitations restrict the collection of undisturbed samples for laboratory testing. Faced with this problem, this research proposes integrating conventional analytical methods with empirical methods derived from applied geophysics to evaluate the bearing capacity of the abutments of the Santa Teresita 1 modular bridge.

The overall objective was to demonstrate the efficiency, reliability, and technical feasibility of analytical (triaxial test) and empirical (applying seismic refraction and MASW tests) methods in determining the ultimate bearing capacity of the soil in the abutments of the Santa Teresita 1 modular bridge, located over the Anapati River, based on laboratory tests (CD triaxial) on samples obtained in the right abutment, and the determination of elastic properties (V_s and V_p) using seismic refraction and MASW methods in both abutments, in order to establish their correlation and validate their applicability in the design of foundations for infrastructure projects in similar geological contexts.

Bearing capacities were calculated using the analytical methods of Terzaghi, Meyerhof, and Vesic, and the empirical methods of Boussinesq (adapted by Serrano and Olalla) and Tezcan. For the right abutment, allowable capacities of 8,25 to 10,92 kg/cm² were obtained using analytical methods, while empirical methods yielded values of 12,72 kg/cm² (Boussinesq) and 11,78 kg/cm² (Tezcan). For the left abutment, evaluated solely using empirical methods, the results were 11,60 kg/cm² (Boussinesq) and 11,44 kg/cm² (Tezcan).

Statistical analysis (Pearson coefficients, MSE, and RMSE) showed high agreement between Meyerhof and Tezcan, while the Boussinesq values were considered a conservative lower bound and the Terzaghi values a simplified approximation. The adoption of a safety factor of 3,50, higher than the normative minimum, was justified by the limited number of undisturbed samples.

In conclusion, the study demonstrates that the integration of analytical and empirical methods is feasible and reliable, and that the Meyerhof – Tezcan combination is the most appropriate methodology for the design of foundations on SM type soils in the study area, while Boussinesq and Terzaghi can be used as conservative references. This methodological approach offers an alternative for infrastructure projects in Amazonian areas with logistical constraints, providing speed, cost – effectiveness, and reliability in the estimation of fundamental geotechnical parameters.

Keywords: bearing capacity, analytical methods, empirical methods, applied geophysics, foundations, modular bridge.

INTRODUCCIÓN

La capacidad portante última del suelo es uno de los parámetros fundamentales en el diseño de cimentaciones, dado que condiciona la estabilidad y seguridad de las estructuras. A diferencia de materiales homogéneos como el acero o el concreto, el suelo presenta una elevada variabilidad espacial, lo que exige una caracterización cuidadosa y específica para cada emplazamiento. Este aspecto es especialmente crítico en regiones amazónicas y ribereñas, donde la complejidad geológica y la heterogeneidad del subsuelo se combinan con limitaciones logísticas que dificultan la obtención de información representativa.

Tradicionalmente, la capacidad portante última se ha estimado mediante métodos analíticos basados en ensayos de laboratorio, como el triaxial y el corte directo, sustentados en teorías clásicas de Terzaghi, Meyerhof y Vesic. Estos procedimientos, aunque precisos, demandan la extracción de muestras y su análisis en laboratorio, lo que implica elevados costos y mayor tiempo de ejecución, además de la dificultad de preservar la estructura natural del suelo durante la toma de muestras.

En los últimos años, los métodos empíricos apoyados en la geofísica aplicada han emergido como una alternativa complementaria y, en muchos casos, más viable. A través de técnicas sísmicas como la refracción y el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), es posible obtener parámetros elásticos del suelo (velocidades V_s y V_p), que permiten inferir sus propiedades mecánicas y estimar su capacidad portante última mediante correlaciones empíricas, como las propuestas por Boussinesq/Olalla – Serrano y Tezcan. Estas metodologías presentan ventajas notables: son no invasivas, de rápida ejecución, de menor costo relativo y permiten cubrir extensiones mayores en comparación con los métodos tradicionales.

Sin embargo, persiste un vacío de conocimiento respecto a la confiabilidad relativa de ambos enfoques cuando se aplican a obras civiles en contextos selváticos, donde las condiciones de muestreo son limitadas. Surge, por tanto, la necesidad de evaluar la concordancia entre métodos analíticos y empíricos, de manera que se establezcan criterios objetivos para seleccionar la metodología más adecuada en el diseño de cimentaciones.

En este marco, la presente investigación se centra en el puente modular Santa Teresita 1, ubicado en la provincia de Satipo, región Junín, con el objetivo de determinar la capacidad portante última del suelo mediante la integración de métodos analíticos y empíricos basados en geofísica, a fin de identificar la metodología más adecuada para el diseño de cimentaciones en condiciones de limitación de muestras.

El estudio se justifica en tres aspectos principales:

- Técnico, porque aporta una comparación rigurosa entre métodos tradicionales y modernos de estimación de capacidad portante última.
- Práctico, porque responde a la necesidad de optimizar recursos en zonas donde la logística de muestreo es restringida.
- Científico, porque contribuye a validar el uso de parámetros elásticos obtenidos por geofísica como insumo en la mecánica de suelos aplicada.

En conclusión, esta tesis plantea un enfoque metodológico que integra lo mejor de ambos mundos: la precisión de los métodos analíticos y la cobertura de los métodos geofísicos empíricos. El resultado esperado es una propuesta robusta para la determinación de la capacidad portante última del suelo, aplicable no solo al caso de estudio, sino también replicable en proyectos de infraestructura de características similares en la región amazónica y en otros contextos con condiciones de muestreo limitadas.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El comportamiento del suelo frente a cargas estructurales es un factor crítico en el diseño y ejecución de obras civiles. Dada su heterogeneidad natural, los suelos presentan propiedades variables tanto espacial como verticalmente, lo que hace que cada sitio de cimentación requiera un análisis específico. Tal como lo señala Terzaghi (1943), el suelo no es un material uniforme como el concreto o el acero, y sus propiedades deben determinarse en el sitio mediante métodos confiables.

En el campo de la ingeniería geotécnica, la determinación de la capacidad portante última del suelo se ha realizado tradicionalmente mediante ensayos de campo como el SPT y ensayos de laboratorio como el triaxial consolidado drenado (CD). Estos métodos forman parte del enfoque analítico o directo, en el que se obtienen muestras del suelo para su análisis mecánico. Sin embargo, este tipo de estudios presenta ciertas limitaciones operativas, como el elevado costo, el acceso complejo al terreno y la representatividad limitada en zonas de difícil exploración.

Los métodos empíricos o indirectos basados en técnicas geofísicas no invasivas, como la refracción sísmica y el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), han ganado relevancia por su eficiencia operativa, mayor cobertura espacial, y capacidad para estimar propiedades elásticas del suelo a partir de la velocidad de propagación de ondas sísmicas (ondas P y S). Estos métodos permiten una caracterización preliminar útil para zonas con acceso limitado o condiciones logísticas adversas.

Bajo este marco, surge la necesidad de comparar la confiabilidad, aplicabilidad y resultados de ambos enfoques (analítico vs. empírico) en un caso

real: el diseño de la cimentación del puente modular Santa Teresita 1, ubicado en el distrito de Pangoa, provincia de Satipo y departamento de Junín. La falta de estudios comparativos locales entre ambas metodologías genera incertidumbre respecto a la precisión y aplicabilidad de los métodos geofísicos en el diseño de cimentaciones para puentes en zonas con condiciones geológicas y logísticas complejas.

La resolución de este problema permitirá determinar la eficacia relativa, viabilidad técnica y económica de ambas metodologías, aplicando métodos analíticos con base en parámetros obtenidos mediante ensayo triaxial (en el estribo derecho) y métodos empíricos a partir de ensayos geofísicos refracción sísmica y MASW (en ambos estribos), aportando criterios sólidos para la selección de técnicas adecuadas de caracterización del suelo en futuros proyectos de infraestructura.

1.2. JUSTIFICACIÓN Y LIMITACIONES

1.2.1. Justificación

La caracterización adecuada del suelo es una etapa fundamental para el diseño y la seguridad de cualquier estructura civil. Tradicionalmente, dicha caracterización se ha realizado mediante métodos analíticos, los cuales incluyen ensayos de campo y de laboratorio. Sin embargo, estos métodos presentan limitaciones importantes, como la limitada profundidad de alcance, los altos costos operativos, las dificultades logísticas en terrenos accidentados y un mayor tiempo de ejecución.

Frente a estas limitaciones, los métodos geofísicos no invasivos, como la refracción sísmica y el MASW, han demostrado ser herramientas eficaces para obtener parámetros elásticos del suelo representativos y técnicamente válidos. Estos métodos permiten una evaluación rápida y continua de grandes áreas, sin alterar las

condiciones naturales del terreno, siendo especialmente útiles en zonas de difícil acceso o con restricciones técnicas para realizar calicatas o perforaciones.

En el caso del distrito de Pangoa, provincia de Satipo y departamento de Junín, se proyecta la instalación del puente modular Santa Teresita 1, en un sector donde no existe actualmente una estructura adecuada para el tránsito vehicular y peatonal. La implementación de esta obra no solo atenderá una necesidad crítica de conectividad y seguridad, sino que también exige una evaluación geotécnica precisa que garantice la estabilidad estructural de sus cimentaciones.

Esta investigación se justifica en la necesidad de comparar la eficacia, precisión y aplicabilidad de dos enfoques para determinar la capacidad portante última del suelo: por un lado, el método analítico basado en parámetros obtenidos de ensayos triaxiales en muestras y, por otro lado, el método empírico sustentado en correlaciones derivadas de ensayos sísmicos (ondas P y S).

Al realizar un análisis comparativo entre ambas metodologías, se busca generar información útil para ingenieros, proyectistas y autoridades locales, que fortalezca el enfoque multidisciplinario en la caracterización del suelo y permita tomar decisiones informadas en proyectos de infraestructura similares. Asimismo, esta tesis contribuirá al conocimiento académico sobre la viabilidad técnica y económica del uso de métodos geofísicos en proyectos geotécnicos en zonas rurales del Perú.

1.2.2. Limitaciones

- Entre las principales limitaciones de la presente investigación se encuentra la restricción presupuestaria, la cual impidió ejecutar la totalidad de los ensayos de laboratorio inicialmente programados. No obstante, es importante señalar que el resto de la programación de estudios se cumplió

conforme a lo previsto, lo que garantiza la solidez general del análisis. En conjunto, los ensayos realizados y la información obtenida mediante métodos geofísicos permiten sustentar adecuadamente el análisis comparativo propuesto.

- La investigación presentó también limitaciones de carácter logístico, principalmente relacionadas con el difícil acceso al área de estudio y las restricciones en el transporte de equipos y materiales.
- Durante el trabajo de campo se presentaron limitaciones relacionadas con el acceso seguro a la excavación de 2,80 m en el estribo izquierdo y con la disponibilidad de equipos adecuados para la obtención de muestras. Estas condiciones impidieron remitir al laboratorio parte del material previsto.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Demostrar la eficiencia, confiabilidad y viabilidad técnica de los métodos analíticos (ensayo triaxial) y empíricos (refracción sísmica y MASW) en la determinación de la capacidad portante última del suelo en los estribos del puente modular Santa Teresita 1, emplazado sobre el río Anapati, a fin de establecer su correlación y validar su aplicabilidad en el diseño de cimentaciones para proyectos de infraestructura en contextos geológicos similares.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar la caracterización geológica y geotécnica del suelo en el área de influencia del puente.
- Calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en el estribo derecho del puente mediante el método analítico, utilizando parámetros obtenidos del ensayo triaxial consolidado drenado (CD).
- Determinar los parámetros elásticos del subsuelo a partir de los resultados obtenidos mediante los métodos de refracción sísmica y MASW.
- Calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en ambos estribos del puente mediante métodos empíricos, a partir de velocidades sísmicas (ondas P y S) y correlaciones con módulos elásticos.
- Comparar los resultados obtenidos por ambos enfoques (analítico y empírico) y analizar su aplicabilidad técnica y económica en proyectos de infraestructura similares.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

El estudio de la capacidad portante última del suelo ha sido objeto de múltiples investigaciones a nivel nacional e internacional, tanto mediante métodos analíticos clásicos como a través de técnicas geofísicas no invasivas. Estos antecedentes permiten contextualizar el enfoque comparativo propuesto en esta tesis, así como identificar los avances y limitaciones que aún persisten en la caracterización geotécnica del subsuelo para fines de cimentación. A continuación, se presentan estudios relevantes agrupados por ámbito geográfico.

2.1.1. Antecedentes Nacionales

Ruiz y Terrones (2023) en su tesis titulada “Análisis de la capacidad portante mediante el ensayo de prueba de penetración estándar en la zona de Baños del Inca, Cajamarca”. Tuvo como objetivo principal analizar la capacidad portante del suelo aplicando el ensayo de penetración estándar (SPT) en la zona de baños del Inca en Cajamarca. La metodología, de tipo no experimental y de carácter aplicativo, incluyó ensayos SPT en perforaciones y muestreo para ensayos de corte directo en laboratorio. Los resultados más relevantes permitieron determinar una capacidad admisible que variaba entre 1,74 y 2,23 kg/cm², considerando una profundidad de desplante de 2,50 a 3,00 y zapatas de entre 1,00 y 3,00 m de lado. En conclusión, los autores evidencian que el terreno investigado es apto para cimentaciones superficiales con profundidades de desplante mayores a 1,50 m, tomando en cuenta la presencia del nivel freático para profundidades superiores a 3,00 m.

Bernal y Limay (2022), en su tesis titulada “Evaluación mediante método geofísico para determinar capacidad portante en roca para la cimentación de un reservorio, A. H. Vista Alegre – Villa Maria del Triunfo”, tuvieron como objetivo principal evaluar la capacidad portante en roca en función del método geofísico para la cimentación de un reservorio en Villa María del Triunfo – Lima. La metodología fue no experimental y de carácter aplicativo, e incluyó la realización de ensayos MASW para la obtención de ondas de corte (V_s). Los resultados más relevantes determinaron una capacidad admisible de $12,83 \text{ kg/cm}^2$, para una profundidad de desplante de 0,90 m. En conclusión, los autores evidencian que estas metodologías proporcionan una evaluación preliminar confiable en terrenos rocosos, además de identificar que tanto la porosidad como la densidad de la roca influyen significativamente en la velocidad de propagación de las ondas de corte y, consecuentemente, en los resultados obtenidos para la capacidad portante.

Delgado y Ramos (2021), en su tesis titulada “Comparación entre los métodos geofísicos y el método convencional para calcular la capacidad portante en la ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra”, tuvieron como objetivo principal determinar la complementariedad de los métodos geofísicos y los métodos convencionales para el cálculo de la capacidad portante en el contexto de la ampliación de un sistema de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra – Lima. La metodología fue experimental y de carácter aplicativo, e incluyó calicatas para la obtención de muestras inalteradas, las cuales fueron sometidas a ensayos de corte directo y triaxial UU en laboratorio, además de la ejecución de ensayos SPT y pruebas geofísicas como la refracción sísmica y el MASW in situ. Los resultados más relevantes determinaron una disparidad menor al 15 % entre los valores del ángulo de fricción y del 34 % entre los valores de capacidad admisible obtenidos. En conclusión, los autores evidencian que la integración de técnicas geofísicas incrementa la precisión en la estimación de la

capacidad portante, además de minimizar el impacto ambiental y reducir los riesgos de daños a infraestructuras existentes.

Huanca y Flores (2019), en su tesis titulada “Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”, tuvieron como objetivo principal determinar una alternativa adecuada de cimentación aplicando los métodos geofísicos de refracción sísmica y MASW en un estudio geotécnico. La metodología fue correlacional y de carácter cuantitativo, e incluyó calicatas para la obtención de muestras inalteradas y su posterior análisis en laboratorio, complementándose con ensayos de refracción sísmica y MASW in situ. Los resultados más relevantes determinaron una capacidad portante entre 7,35 y 7,98 kg/cm² para una zapata cuadrada de 1,00 m de lado, cimentada a una profundidad de 1,00 m. En conclusión, los autores evidencian que estas técnicas geofísicas permiten una caracterización eficiente del suelo, especialmente en zonas de difícil acceso, promoviendo su uso como complemento de los métodos convencionales para la obtención de datos geotécnicos precisos.

Síntesis crítica: A nivel nacional, los estudios muestran una tendencia creciente hacia el uso de métodos geofísicos como herramientas complementarias en la caracterización del suelo. Sin embargo, pocos trabajos han abordado una comparación estructurada entre métodos analíticos (triaxial) y geofísicos en un mismo sitio de estudio, lo que evidencia un vacío que esta investigación busca atender.

2.1.2. Antecedentes Internacionales

Cárdenas (2019), en su tesis titulada “Caracterización geotécnica de la formación Magán, mediante métodos geofísicos”, tuvo como objetivo principal establecer las propiedades geotécnicas de la Formación Mangán, basándose en una correlación de métodos geofísicos y convencionales en la ciudad de Cuenca,

Ecuador. La metodología experimental y de carácter aplicativo utilizada por el autor incluyó calicatas para la obtención de muestras inalteradas, seguidas de ensayos de corte directo y triaxial UU en laboratorio, además de ensayos de refracción sísmica y MASW, aplicando correlaciones empíricas.

Los resultados más relevantes determinaron una variabilidad considerable en los ángulos de fricción del suelo limo-arenoso investigado, atribuible a un contenido de arena superior al 40 %, así como que la velocidad de las ondas de corte (V_s) varió en un rango de 167,00 a 272,00 m/s. En conclusión, el autor evidencia que la estimación de los parámetros geotécnicos a partir de las velocidades de onda V_s es especialmente sensible a las variaciones de la cohesión y el ángulo de fricción, fenómeno acentuado en suelos con alto contenido de humedad.

Trujillo (2018), en su tesis titulada “Correlación empírica entre la velocidad de propagación de las ondas S (V_s) y los resultados del ensayo de resistencia a la penetración estándar, aplicado a los suelos de los departamentos de Huila, Putumayo y Casanare – Colombia”, tuvo como objetivo principal obtener una correlación empírica entre los resultados del ensayo SPT y la velocidad de las ondas de corte V_s en los departamentos de Huila, Putumayo y Casanare, Colombia. La metodología descriptiva-correlacional y de carácter aplicativo utilizada por el autor incluyó ensayos SPT en muestras inalteradas, además de ensayos de refracción sísmica.

Los resultados más relevantes determinaron que la correlación $V_s = 65,034 N^{0.4735}$ presenta un alto grado de precisión, con un coeficiente de determinación (R^2) igual a 0,88, lo que evidencia un elevado nivel de confiabilidad del modelo propuesto. En conclusión, el autor evidencia que los métodos geofísicos presentan ventajas operativas y ambientales sustanciales; sin embargo, requieren ser

complementados y calibrados mediante ensayos directos para asegurar la validez de los resultados obtenidos.

Avilés y Barzallo (2016), en su tesis titulada “Caracterización de suelos del centro histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos”, tuvieron como objetivo principal establecer una caracterización geotécnica aplicando métodos sísmicos en la ciudad de Cuenca, Ecuador. La metodología experimental y de carácter aplicativo incluyó la caracterización geotécnica en tres localidades, empleando ensayos de refracción sísmica, MASW, ReMi y ESAC.

Los resultados más relevantes determinaron que la capacidad admisible del terreno, en función de la profundidad de los estratos en cada línea estudiada, varía entre 16,35 y 20,65 kN/m². En conclusión, los autores evidencian que los métodos geofísicos son efectivos para la delimitación de estratos profundos; no obstante, presentan limitaciones en la caracterización de suelos finos saturados. Por tanto, sugieren la aplicación combinada de diferentes métodos sísmicos, ajustados a la litología específica del terreno bajo estudio.

Síntesis crítica: En el ámbito internacional, la literatura respalda el uso de métodos geofísicos en la ingeniería de cimentaciones, especialmente en áreas de difícil acceso. No obstante, se reconoce la necesidad de validar estas técnicas frente a los métodos clásicos, subrayándose la pertinencia de estudios comparativos como el presente.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Problemas Geotécnicos

La adecuada caracterización del emplazamiento es un paso fundamental en el diseño y construcción de obras civiles, ya que permite identificar las condiciones del terreno que podrían afectar la estabilidad, seguridad y durabilidad de la

infraestructura. En este contexto, la Norma Técnica E.050 (2018) establece problemas geotécnicos o problemas especiales de cimentación, así como criterios específicos y condiciones frontera que deben cumplirse para que un emplazamiento sea considerado geológica y geotécnicamente favorable.

Algunos de los problemas geotécnicos identificados son los siguientes:

- Asentamientos.
- Fallas de talud.
- Licuación de suelos.
- Suelos colapsables.
- Suelos expansivos.

Las condiciones frontera mínimas y necesarias definidas por la norma, que determinan la idoneidad de un sitio, son las siguientes:

- Cimentación superficial compatible.
- Profundidad de cimentación comparable.
- Homogeneidad del terreno colindante.
- Ausencia de patologías en edificaciones cercanas.
- Tipo de edificación equivalente o menor.
- Altura y cargas similares o inferiores.

Para González (2002), la presencia de problemas geotécnicos implica la adopción de soluciones, en general, más costosas e, incluso, la modificación del proyecto o el cambio de emplazamiento. Asimismo, Sugiere también algunas características que debe reunir un emplazamiento para que sea geológica y geotécnicamente favorable:

- Ausencia de procesos geológicos activos.
- Adecuada capacidad portante última del terreno.
- Durabilidad de los materiales.

2.2.2. Suelos

Según Crespo (2004), señala que existen diferentes definiciones del suelo desde el punto de vista del geólogo y del ingeniero civil.

Chiossi (1982) indica que el geólogo define al suelo como un material que es el resultado de la degradación y disolución de las rocas por efecto del ataque atmosférico. Por su parte, Rico y Del Castillo (1974) señalan que los ingenieros civiles lo definen como el sustrato físico que sirve de soporte a las estructuras construidas sobre él. Esta definición implica que el suelo no solo es un material inerte, sino que sus características físicas y mecánicas son fundamentales para la seguridad y durabilidad de cualquier obra civil.

Los terrenos tienen su origen en múltiples factores que no pueden explicarse de manera exhaustiva mediante una sola causa. Esta interacción de causas da lugar a una enorme variedad de tipos de terrenos distintos. Además, es importante señalar que su formación ha transcurrido a lo largo de las eras geológicas y continúa desarrollándose en la actualidad. Por lo tanto, el ser humano no está involucrado en la creación del suelo; únicamente se encarga de gestionarlo tal como la naturaleza se lo provee (Juárez y Rico, 2005).

2.2.3. Clasificación de suelos por granulometría

Según Crespo (2004), de acuerdo con la procedencia de sus componentes, los suelos se clasifican en dos categorías principales: suelos que provienen de la descomposición física y/o química de las rocas, conocidos como suelos inorgánicos, y suelos que contienen materia viva, denominados suelos orgánicos.

Los suelos inorgánicos son aquellos que se componen principalmente de partículas minerales y no contienen restos vegetales ni animales.

En cuanto a los suelos orgánicos, estos contienen una alta proporción de biomasa, la cual proviene de restos de plantas y animales que se descomponen con el tiempo. Generalmente, son de color oscuro y presentan una estructura esponjosa, con una textura moderada debido a la presencia de partículas de diferentes tamaños.

En la Tabla 1 se presentan los tipos de suelo más comunes, clasificados en función de su granulometría. De acuerdo con las normas *D.I.N.*, *ASTM* y *AENOR*, los suelos se agrupan en dos categorías principales: suelos granulares, que comprenden gravas y arenas, y suelos finos, que incluyen limos y arcillas (González, 2002).

Tabla 1

Clasificación de suelos por granulometría

Tipo de suelo	Término	Tamaño de partículas (mm)
Granular	Gravas	> 2,00
	Arenas	0,06 – 2,00
Fino	Limos	0,0039 – 0,06
	Arcillas	< 0,0039

Nota. Adaptada de González (2002).

2.2.4. Mecánica de Suelos

Es una disciplina fundamental dentro de la ingeniería geotécnica y civil, que se encarga del estudio de las propiedades y el comportamiento del suelo como material de construcción. Su objetivo principal es contribuir con el análisis de estabilidad, seguridad y durabilidad de las estructuras construidas sobre o en el suelo. Terzaghi conceptualiza la mecánica de suelos como la aplicación de las

normas de la mecánica y la hidráulica para abordar situaciones de ingeniería relacionadas con sedimentos y otros depósitos no consolidados de partículas sólidas (Crespo, 2004).

Lambe y Whitman (1991) también presentan procedimientos de campo y laboratorio para los ensayos de suelos, así como el estudio del comportamiento cíclico de suelos granulares y arcillosos. Además, su trabajo incluye la aplicación de estos principios al cálculo y diseño de estructuras de retención, taludes y cimentaciones superficiales y profundas.

2.2.4.1. Técnicas de Reconocimiento del Terreno

La prospección del terreno puede llevar a cabo empleando una o múltiples metodologías para alcanzar los fines establecidos. Estas evaluaciones incluyen: perforaciones, sondajes, ensayos de penetración dinámica o estática, técnicas geofísicas y evaluaciones *in situ* (Rodríguez et al., 1980).

2.2.4.2. Toma de Muestras para Ensayos de Laboratorio

Martínez (2003) nos indica lo siguientes tipos de muestras para ensayos de laboratorio:

a) Muestras Alteradas

Estas muestras son aquellas en las que la estructura original del suelo se ha deformado o disgregado durante el proceso de extracción. A pesar de esta alteración, siguen siendo útiles para ciertos ensayos de laboratorio, proporcionando información valiosa sobre las propiedades básicas del suelo.

Se obtienen de excavaciones, frentes de corte o perforaciones en profundidad con herramientas especializadas. Se recomienda seleccionar un sitio adecuado donde las características de compactación y las propiedades del suelo

sean suficientes para su clasificación. El método más común implica aflojar el suelo en la cara del perfil con una pala y colocarlo en una bolsa de polietileno (Duque y Escobar, 2002).

b) Muestras Inalteradas

Estas muestras son aquellas que se extraen del terreno sin que su estructura original se haya modificado significativamente. Son cruciales para realizar ensayos de laboratorio que permiten determinar las propiedades mecánicas y físicas del suelo, como la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia al corte.

Martínez (2003) señala que la obtención de muestras inalteradas es fundamental en proyectos de ingeniería civil y geotécnica, ya que permite:

- Evaluar la capacidad portante última del suelo.
- Realizar análisis detallados sobre el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones.
- Diseñar cimentaciones y estructuras adecuadas basadas en datos precisos sobre el terreno.

Es crucial manejar y transportar adecuadamente las muestras inalteradas para evitar cualquier perturbación durante el proceso, protegiéndolas de agentes externos como el aire y el agua. La correcta preservación asegura que los resultados de los ensayos reflejen fielmente las condiciones del terreno original (Duque y Escobar, 2002).

2.2.4.3. Ensayos de Laboratorio

Con las muestras procedentes de la prospección geotécnica se realizan las pruebas fundamentales para determinar las características físicas y mecánicas de

los suelos. Estas pruebas se llevan a cabo sobre muestras extraídas del terreno y son cruciales para el diseño y la seguridad de las estructuras (Rodríguez et al., 1980).

En la Tabla 2 se muestran algunos de los ensayos de laboratorio para la caracterización del suelo.

Tabla 2

Ensayos de Laboratorio

Ensayos de Laboratorio	Norma Aplicable
Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.	NTP 339.127 ASTM D2216
Método de ensayo para análisis granulométrico.	NTP 339.128 ASTM D422
Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos.	NTP 339.129 ASTM D4318
Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (SUCS).	NTP 339.134 ASTM D2487
Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo.	NTP 339.139 ASTM D854
Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.	NTP 339.150 ASTM D2488
Método de ensayo de compresión triaxial.	NTP 339.164 ASTM D7181

Nota. Adaptada de Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018).

a) Contenido de Humedad

El contenido de humedad se refiere a la cantidad de agua presente en un material, como el suelo, las rocas, la cerámica o madera. Este parámetro es crucial en diversas disciplinas, incluyendo la geotecnia, ya que influye en las propiedades físicas y mecánicas del material.

El contenido de humedad es un parámetro crítico que influye en muchas propiedades físicas y mecánicas de los materiales. Su correcta medición y control son esenciales para garantizar la estabilidad y funcionalidad en aplicaciones geotécnicas y de construcción, ya que influye en el comportamiento y la resistencia de los suelos, especialmente en aquellos de textura más fina, afectando el cambio de volumen, la cohesión y la estabilidad mecánica. El contenido de humedad, junto con los límites líquido y plástico, se utiliza para expresar la consistencia relativa del suelo (Braja, 2001).

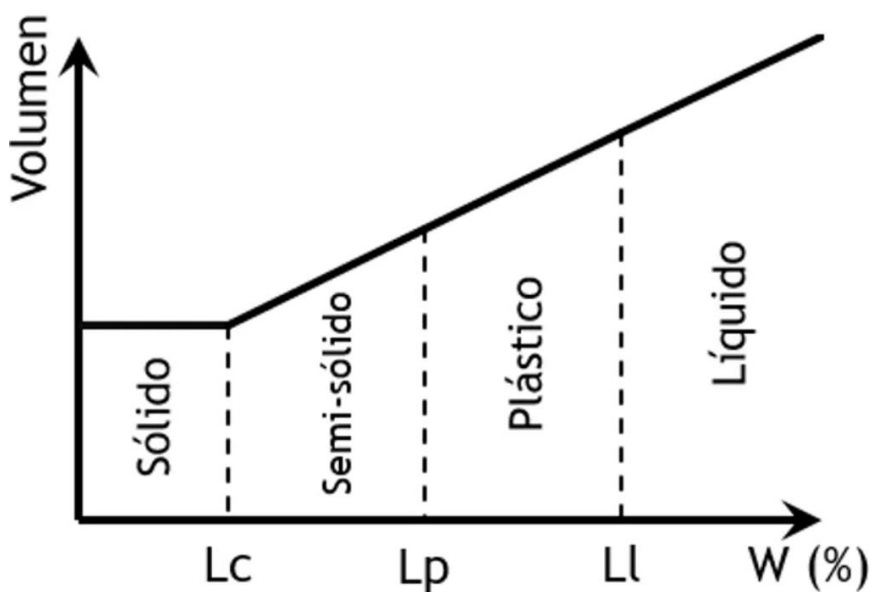
b) Límites de Consistencia de Atterberg

Braja (2001) describe los límites de Atterberg como parámetros fundamentales en la geotecnia que caracterizan el comportamiento de los suelos finos en función de su contenido de humedad. Estos límites permiten clasificar los suelos en cuatro estados de consistencia: sólido, semisólido, plástico y líquido. Cada uno de estos estados representa una etapa en la capacidad del suelo para cambiar de forma y fluir, dependiendo del contenido de agua, siendo los siguientes:

- **Límite Líquido (LL):** Se define como el contenido de humedad que es alto, permitiendo que el suelo fluya como un líquido.
- **Límite Plástico (LP):** En este estado, el suelo puede deformarse sin romperse ni agrietarse, mostrando una cierta maleabilidad.
- **Límite de Contracción (LC):** El suelo tiene un contenido de humedad muy bajo y no puede perder más volumen.

El índice de plasticidad se obtiene como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Figura 1*Límites de Atterberg*

Nota. Límites de Atterberg. Adaptada de Braja (2001).

c) Sistema de Clasificación SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) NTP 339.134 – ASTM D2487, presentado por Arthur Casagrande, es utilizado para describir la estructura y el tamaño de las partículas del suelo (Braja, 2001).

El SUCS, es esencial en ingeniería civil y geotecnia ya que permite clasificar los suelos según sus características físicas. Este sistema se utiliza ampliamente para la planificación y diseño de proyectos de construcción, garantizando la seguridad y eficiencia estructural.

En la Tabla 3 se presenta el tamaño de mallas empleadas en el ensayo de granulometría, utilizado para la clasificación del suelo según la distribución de sus partículas.

Tabla 3

Ensayo de Granulometría – tamaño de mallas

Tamices	Abertura (mm)	Tamices	Abertura (mm)
3"	76,20	Nº 10	2,00
2 ½"	63,50	Nº 16	1,19
2"	50,60	Nº 20	0,84
1 ½"	38,10	Nº 30	0,59
1"	25,40	Nº 40	0,42
¾"	19,05	Nº 50	0,30
1/2"	12,70	Nº 60	0,25
3/8"	9,52	Nº 80	0,177
1/4"	6,35	Nº 100	0,149
Nº 4	4,76	Nº 200	0,074
Nº 8	2,38		

Nota. Adaptada de Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018).

Clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada utiliza un símbolo que determina la naturaleza del suelo:

- **Suelos de Grano Grueso:** 50 % o más del material total, en peso, es retenido en un tamiz de 0,075 mm. Dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), estos suelos se dividen en dos categorías principales: gravas (G) y arenas (S).
- **Suelos de Grano Fino:** 50 % del material total pasa a través del tamiz de 0,075 mm. Estos suelos se dividen en tres subdivisiones principales: limos (M), arcillas (C) y suelos orgánicos (O).

- **Suelos Orgánicos:** Son limos y arcillas que contienen una alta proporción de materia orgánica, proveniente de restos vegetales y animales descompuestos. Son importantes para el aporte de nutrientes a la vegetación y para mantener propiedades físico-químicas adecuadas en el suelo, como el pH, la permeabilidad, la absorción, la conservación y la temperatura.

Para este sistema de tipos de suelo son también utilizados sufijos (ver Tabla 4), los cuales permiten identificar características específicas del suelo:

Tabla 4

Símbolos de grupo para clasificación SUCS

Tipos de suelo	Prefijo	Subgrupo	Sufijo
Grava	G	Bien gradada	W
Arena	S	Pobrementemente gradada	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Limite liquido alto (>50)	H
Turba	Pt	Limite liquido bajo (<50)	L

Nota. Adaptada de Braja (2001).

Determinación de la Graduación para Suelos de Grano Grueso con Pocos Finos (Menor del 12 % que Pase la Malla N° 200)

- **Coefficiente de Uniformidad:** es un parámetro fundamental en la ingeniería geotécnica que se utiliza para evaluar la distribución del tamaño de las partículas en un suelo. Este coeficiente se define como la relación entre el diámetro de la partícula que corresponde al 60 % del peso acumulado (D_{60}) y el diámetro que corresponde al 10 % del peso acumulado (D_{10}) (Hazen, 1902).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2)$$

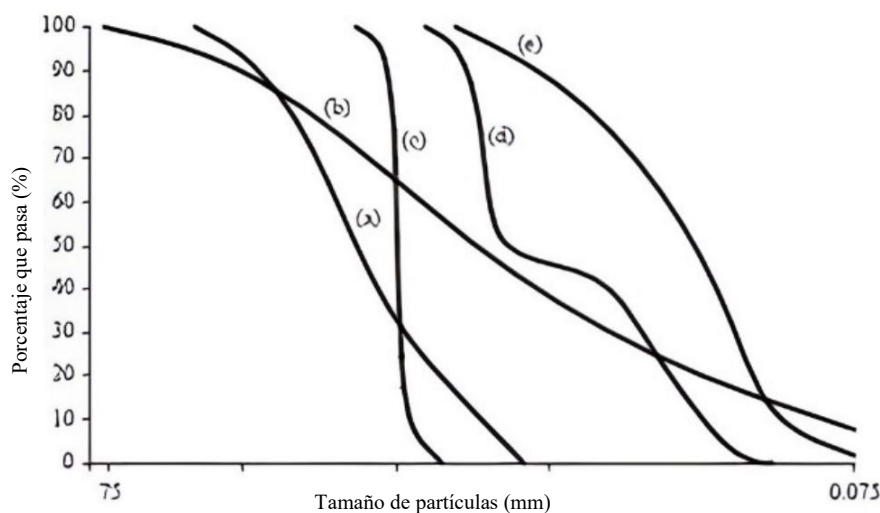
- **Coefficiente de Graduación:** es un parámetro utilizado en la ingeniería geotécnica para evaluar la distribución de tamaños de partículas en un suelo. Este coeficiente se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (3)$$

En el caso de un buen suelo en ruinas, el CC será de aproximadamente 1 a 3; en caso contrario, los suelos mal gradados no cumplirán esta condición, por lo que su curva de distribución granulométrica no presentará una envolvente adecuada, tal como se observa en la Figura 2.

Si el valor del CC se encuentra entre 1 y 3, el suelo será clasificado como GW o SW; en caso contrario, será clasificado como GP o SP, si no cumple con dicho requisito.

Cabe mencionar que, para la representación gráfica, el porcentaje acumulado se ubica en el eje de las ordenadas, mientras que el tamaño de las partículas se representa en el eje de las abscisas. La forma de la curva permite identificar la distribución granulométrica del suelo; cuando está formada por partículas de un solo tamaño, esta representará una línea vertical.

Figura 2*Curvas de distribución del tamaño de partículas**Nota.* Adaptada de Coduto (1999).

Determinación de la Graduación para Suelos de Grano Fino (Mayor del 12 % que Pase la Malla N° 200)

Cuando este es menor al 50 %, se trata de suelos de baja o media compresibilidad, a los cuales se les añade al símbolo genérico la letra L, obteniéndose las combinaciones ML, CL y OL. Cuando el límite líquido es superior al 50 %, los suelos presentan alta compresibilidad, por lo que se utiliza el símbolo general H, conformándose los grupos MH, CH y OH.

- **Grupos CL y CH:** Pertenecen al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que se utiliza para clasificar suelos finos, específicamente arcillas inorgánicas, en función de su plasticidad y límites de Atterberg. El grupo CL incluye arcillas inorgánicas que tienen un LL menor a 50 y un IP mayor a 7. Estas arcillas son generalmente consideradas de baja compresibilidad. El grupo CH está compuesto por arcillas inorgánicas que

presentan un LL mayor o igual a 50 y un IP también mayor a 7. Estas arcillas son consideradas de alta compresibilidad.

- **Grupos ML y MH:** se utilizan para caracterizar suelos finos, específicamente limos y arcillas inorgánicas, según sus propiedades de plasticidad. El grupo ML incluye limos que tienen un LL menor a 50. Estos suelos son considerados de baja plasticidad y compresibilidad, los limos del grupo ML tienden a ser más estables y menos propensos a la expansión o contracción en comparación con los suelos de alta plasticidad. Son utilizados frecuentemente en aplicaciones donde se requiere un material con buena capacidad de drenaje y estabilidad. El grupo MH comprende limos que tienen un LL mayor o igual a 50. Estos suelos son clasificados como de alta plasticidad y compresibilidad, los limos del grupo MH son más susceptibles a la expansión y contracción, lo que puede presentar desafíos en la construcción y el diseño de estructuras. Su alta plasticidad puede llevar a problemas como el agrietamiento o el asentamiento en condiciones climáticas cambiantes.
- **Grupos OL y OH:** se utilizan para caracterizar suelos finos orgánicos, específicamente limos y arcillas orgánicas, según sus propiedades de plasticidad. El grupo OL incluye limos y arcillas orgánicas que tienen un LL menor a 50. Estos suelos son considerados de baja plasticidad y compresibilidad. El grupo OH comprende limos y arcillas orgánicas que presentan un LL mayor o igual a 50. Estos suelos son clasificados como de alta plasticidad y compresibilidad.
- **Grupo Pt:** se refiere a suelos altamente orgánicos, específicamente a la turba y otros materiales similares como el fango. Este grupo es fundamental para identificar suelos que tienen un alto contenido de materia orgánica, lo que afecta significativamente sus propiedades físicas y mecánicas.

Tabla 5

Clasificación de suelos – SUCS

DIVISIÓN	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO				SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN LABORATORIO			
SUELOS DE GRANOS GRUESOS Más de la mitad del material es RETENIDO en la malla número 200	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es RETENIDA por la malla N° 4	GRAVAS LIMPIAS (poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de tamaños intermedios		GW	Gravas bien gradadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	Coeficiente de uniformidad Cu: mayor de 4 Coeficiente de curvatura Cc: entre 1 y 3 Cu = D60/D10; Cc = (D30)²/D10·D60			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos intermedios		GP	Gravas mal gradadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW		
		GRAVAS CON FINOS (cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica		GM	d u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y arcillas		Arriba de "A" y con IP entre 4 y 7 casos de frontera, uso de símbolos dobles	
			Fracción fina plástica		GC		Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Debajo de "A" IP menor que 4 Arriba de "A" IP mayor que 7		
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa PASA por la malla N° 4	ARENAS LIMPIAS (poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de tamaños intermedios		SW	Gravas bien gradadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	Coeficiente de uniformidad Cu: mayor de 6 Coeficiente de curvatura Cc: entre 1 y 3 Cu = D60/D10; Cc = (D30)²/D10·D60			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos intermedios		SP	Gravas mal gradadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW		
		ARENAS CON FINOS (cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica		SM	d u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Arriba de "A" y con IP entre 4 y 7 casos de frontera, uso de símbolos dobles	
			Fracción fina plástica		SC		Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Debajo de "A" IP menor que 4 Arriba de "A" IP mayor que 7		
	SUELO DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material PASA la malla N° 200	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA N° 40					FRACCIÓN QUE PASA POR LA MALLA N° 200 Menos del 5%: GW, SW, SP. Más de 12%: GM, GC, SM, SC. De 5% al 12%: Casos de frontera se requiere el uso de símbolos dobles G = gravas, M = limo, O = orgánicos, W = bien gradadas, S = arenas, C = arcilla, P = mal gradadas, L = baja compresibilidad, H = alta compresibilidad			
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	MOVILIDAD DEL AGUA	TENACIDAD					
Nula o ligera			Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos				
Media a alta			Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres				
Ligera a media			Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomeas, limos elásticos				
		Alta a muy alta	Nula a muy lenta	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas				
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad				
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Fácilmente identificable por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa				Pt			Turbas y otros suelos altamente orgánicos	

CARTA DE PLASTICIDAD

Nota. Adaptada de Norma ASTM (2003).

d) Sistema de Clasificación AASHTO

Campos y Guardia (2005) mencionan que este sistema proporciona un marco estructurado para comprender y clasificar los suelos en función de sus características físicas y mecánicas, lo cual es esencial para la planificación y ejecución efectiva de proyectos de infraestructura, siendo uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, el desarrollado por Terzaghi. Este método es utilizado principalmente en la ingeniería civil para clasificar suelos, especialmente en el contexto de la construcción de carreteras y terraplenes. Dicho sistema organiza los suelos en función de su tamaño de partícula, plasticidad y otros criterios relevantes.

Para Campos y Guardia (2005), la clasificación se basa en varios criterios clave:

- **Granulometría:** Se realiza un análisis granulométrico para determinar el porcentaje de partículas que pasan a través de diferentes tamices.
- **Plasticidad:** Se evalúan las propiedades plásticas del suelo mediante la determinación del límite líquido e índice de plasticidad. Esto ayuda a identificar si el suelo es limoso o arcilloso.
- **Índice de Grupo (Ig):** Este índice se calcula para reflejar la plasticidad del suelo. Un valor bajo indica baja plasticidad, mientras que un valor alto señala alta plasticidad. Este índice se utiliza para evaluar la calidad del suelo como material subrasante.

Tabla 6*Clasificación de suelos – AASHTO*

DIVISIÓN GENERAL			MATERIALES GRANULARES (pasa menos del 35% por la malla ASTM N° 200)							MATERIALES LIMO – ARCILLOSOS (pasa más del 35% por la malla ASTM N° 200)				
GRUPO		A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7		
Subgrupo		A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada malla)														
Serie ASTM	N° 10	≤ 50												
	N° 40	≤ 30	≤ 50	≥ 51										
	N° 200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por la malla ASTM N° 40)														
Limite líquido					≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41 (IP<LL-30)	≥ 41 (IP>LL-30)	
Índice de plasticidad		≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	≥ 11
INDICE DE GRUPO		0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20		
TIPOLOGÍA		Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos			
CALIDAD		EXCELENTE A BUENA						ACEPTABLE A MALA						

Nota. (a) Material Granular, (b) Material Fino. Adaptada de Norma ASTM (2003).

e) Ensayo de Densidad – Peso volumétrico

El ensayo de densidad es una prueba de laboratorio que permite determinar la masa por unidad de volumen de un material, normalmente un suelo, en un estado específico (húmedo, seco o natural). Está controlado por la normativa NTP 339.139 – ASTM D854, que establece los procedimientos para calcular la densidad (masa por volumen) de suelos cohesivos, considerando su masa total (con agua) o masa seca.

Su propósito es caracterizar la compacidad y el comportamiento físico del material, proporcionando un parámetro fundamental para el análisis geotécnico y el control de calidad en obras de ingeniería. Este coeficiente proporciona un valor de tamaño que nos ayuda a clasificar la muestra de suelo (Braja, 2001).

f) Ensayo de Compresión Triaxial

El ensayo triaxial es la prueba fundamental en la mecánica de suelos, utilizada para evaluar las propiedades mecánicas, especialmente su resistencia en estados reales de carga. Este ensayo permite simular las condiciones de carga que un suelo experimenta en el campo, proporcionando información crucial para el diseño y análisis geotécnico (Lambe y Whitman, 1991).

La prueba consiste en ajustar la muestra de suelo cilíndrico del doble de altura, ya que su diámetro está rodeado por una membrana impermeable colocada en una cámara especial, que puede adquirir cualquier presión lateral deseada sobre las muestras y la dirección. Siguiendo este modo de equilibrio generalmente aumenta la presión sin cambiar la presión lateral utilizada hasta que alcanza el fallo.

Ensayando al menos tres especímenes, con presiones laterales diferentes, en una gráfica se pueden dibujar los círculos de Mohr que representaran los esfuerzos

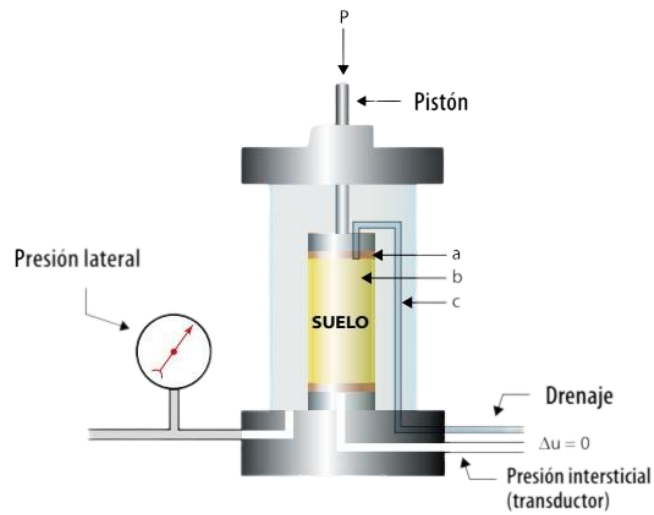
de falla de cada muestra en donde trazando una tangente o envolvente a estos, se determinan los parámetros ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c) del suelo.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en las que este va a trabajar, las opciones para realizar este ensayo serán:

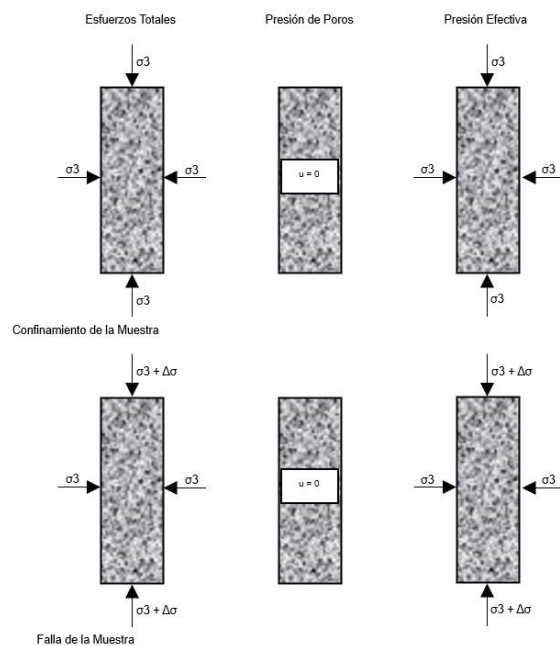
- **Ensayo no consolidado no drenado (UU):** se utiliza para determinar la resistencia al corte de suelos saturados sin permitir el drenaje ni la consolidación durante el ensayo.
- **Ensayo consolidado no drenado (CU):** se utiliza para determinar la resistencia al corte de suelos saturados, permitiendo que la muestra se consolide antes de aplicar la carga, pero sin permitir el drenaje durante la fase de corte.
- **Ensayo consolidado drenado (CD):** se utiliza para determinar la resistencia al corte de suelos, permitiendo tanto la consolidación como el drenaje durante todo el ensayo.

La muestra es llevada al fallo, aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno manteniéndose en el tiempo para disipar la presión de poro. Este es una prueba costosa que se usa comúnmente en artículos de investigación.

En la Figura 3 y 4 se puede observar el equipo triaxial para el ensayo CD y el esquema de distribución de esfuerzos aplicados durante la prueba.

Figura 3*Sistema Triaxial CD*

Nota. a: piedra porosa, b: membrana de goma y c: fluido de la célula. Adaptada de González (2002).

Figura 4*Esquema de distribución de esfuerzos durante la prueba CD*

Nota. Adaptada de González (2002).

2.2.5. Teoría de Capacidad Portante Última de Terzaghi

Presentado por Terzaghi en 1943, es un método clásico para evaluar la capacidad portante última de cimentaciones superficiales. Esta teoría es uno de los primeros intentos de adaptar los resultados de la mecánica del medio continuo a la mecánica de suelos.

Por lo tanto, se consideran los siguientes criterios funcionales

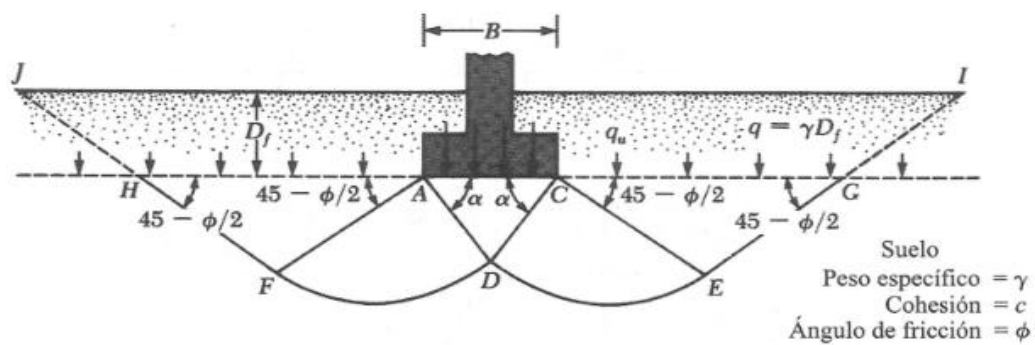
- **Cimentaciones Superficiales:** Terzaghi consideró cimentaciones superficiales aquellas cuya profundidad de cimentación (D_f) es menor o igual al ancho de la cimentación (B). Posteriores investigaciones sugirieron que profundidades de hasta tres a cuatro veces el ancho también podrían considerarse cimentaciones superficiales.
- **Superficie de Falla:** Zona bien definida en la corteza terrestre donde se produce un desplazamiento relativo entre bloques rocosos adyacentes. Esta superficie se forma cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas, generando una fractura a lo largo de la cual ocurre el movimiento.
- **Sobrecarga Equivalente:** La resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla desde la profundidad de desplante hasta la superficie del suelo se desprecia. En cambio, el suelo sobre la superficie de desplante se considera como una sobrecarga equivalente (q), calculada como el peso específico del suelo (γ) multiplicado por la profundidad de cimentación (D_f).

Terzaghi fue el primero en introducir la teoría para evaluar la capacidad de carga principal de los conceptos básicos de la superficie. Sugirió que la base continua (es decir, la relación del arco por encima de la base tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo capacidad portante última se supone similar a la mostrada en la Figura 5. Se considera que el efecto del suelo por encima de la base se

reemplaza por la sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ peso específico del suelo). La zona de falla debajo de la cimentación se divide en tres partes.

Figura 5

Superficie de falla



Nota. Adaptada de Braja (2001).

Zona triangular ACD debajo de la cimentación. Las áreas de cizallamiento radial ADF y CDE donde las curvas DE y DF son arcos espirales logarítmicos. Dos zonas pasivas triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD deben ser los mismos que el ángulo de fricción en el suelo, es decir, $\alpha = \phi$. Teniendo en cuenta que, al reemplazar el suelo por encima de las bases básicas con equivalente q , la resistencia del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad portante última en la siguiente fórmula:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (4)$$

Donde:

c = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

$q = \gamma D_f$.

B = ancho de cimentación.

N_c, N_q, N_γ son factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo ϕ .

Además, la ecuación de Terzaghi se muestra con sus respectivos valores. La aparición de los factores s_c y s_γ , debido a que la ecuación originalmente desarrollada por Terzaghi considera una zapata continua, y fue posteriormente a través de estos factores que logró introducir la corrección necesaria ante la presencia de zapatas cuadradas o circular.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (5)$$

- Factores de capacidad de carga son:

$$N_q = \frac{a^2}{a \times \cos(45 + \frac{\phi}{2})^2} \quad (6)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (7)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (8)$$

Donde:

$K_{p\gamma}$ es un coeficiente de empuje.

$$K_{p\gamma} = b \times \tan(45 + \frac{\phi}{2} + 33)^2 \quad (9)$$

$$a = e^{(0,75\pi - \frac{\phi}{2})\tan\phi} \quad (10)$$

$$b = -250,5\phi^6 + 663,9\phi^5 - 715,3\phi^4 + 389,6\phi^3 - 108,3\phi^2 + 18115250,5\phi + 0,003063 \quad (11)$$

En la Tabla 7 se muestra que los factores de forma para una zapata corrida son iguales a 1,00, por tanto, la ecuación q_u quedaría como originalmente la planteó Terzaghi, estando la diferencia para una forma circular o cuadrada.

Tabla 7

Variación de los factores de forma

Factor de forma	Corrida	Circular	Cuadrada
s_c	1,00	1,30	1,30
s_γ	1,00	0,60	0,80

Nota. Adaptada de Terzaghi (1943).

Terzaghi explicó que el modo en que obtuvo los valores de K_{py} , es por Kumbhojkar (1993) quien presentó una serie de datos de N_γ que resultaron ser la mejor aproximación a los valores obtenidos por él.

Los factores de carga se calculan a partir de la ecuación de Terzaghi donde las líneas de deslizamiento se consideran como arcos de espiral logarítmica. Los valores de dichos factores, para distintos ángulos de fricción, se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8*Variación de los factores de capacidad*

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00	17	14,60	5,45	2,18	34	52,64	36,50	38,04
1	6,00	1,10	0,01	18	15,12	6,04	2,59	35	57,75	41,44	45,41
2	6,30	1,22	0,04	19	16,56	6,70	3,07	36	63,53	47,16	54,36
3	6,62	1,35	0,06	20	17,69	7,44	3,64	37	70,01	53,80	65,27
4	6,97	1,49	0,10	21	18,92	8,26	4,31	38	77,50	61,55	78,61
5	7,34	1,64	0,14	22	20,27	9,19	5,09	39	85,97	70,61	95,03
6	7,73	1,81	0,20	23	21,75	10,23	6,00	40	95,66	81,27	115,31
7	8,15	2,00	0,27	24	23,63	11,40	7,08	41	106,81	93,85	140,51
8	8,60	2,21	0,35	25	25,13	12,72	8,34	42	119,67	108,75	171,99
9	9,09	2,44	0,44	26	27,09	14,21	9,84	43	134,58	126,50	211,56
10	9,61	2,69	0,56	27	29,24	15,90	11,60	44	151,95	147,74	261,60
11	10,16	2,98	0,69	28	31,61	17,81	13,70	45	172,28	173,28	325,34
12	10,76	3,29	0,85	29	34,24	19,98	16,18	46	196,22	204,19	407,11
13	11,41	3,63	1,04	30	37,16	22,46	19,13	47	224,55	241,80	512,84
14	12,11	4,02	1,26	31	40,41	25,28	22,65	48	258,28	287,85	650,67
15	12,86	4,45	1,52	32	44,04	28,52	26,87	49	298,72	344,63	831,99
16	13,68	4,92	1,82	33	48,09	32,23	31,94	50	347,50	415,14	1072,80

Nota. Adaptada de Kumbhojkar (1993).

2.2.6. Teoría de Capacidad Portante Última de Meyerhof

La teoría propuesta por Meyerhof presenta un enfoque desarrollado para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Esta teoría se distingue por considerar varios factores que afectan la resistencia del suelo, incluyendo la forma de la cimentación, la profundidad y la inclinación de las cargas. A continuación, se presentan los principios fundamentales:

- **Superficies de falla:** Meyerhof propone que las superficies de falla en el suelo no son simples, sino que pueden ser complejas y deben ser analizadas considerando los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el suelo por encima del nivel de cimentación.
- **Factores de capacidad portante última:** la teoría introduce varios factores adimensionales que modifican la capacidad portante última.
- **Correcciones para suelos saturados:** Meyerhof también proporciona correcciones para suelos saturados y condiciones específicas, como el efecto del nivel freático en la capacidad portante última.
- **Condiciones especiales:** La teoría considera situaciones donde las cimentaciones pueden estar sometidas a cargas inclinadas, lo cual es crucial para el diseño en terrenos donde las cargas no son verticales.

Se ha encontrado que la Tierra no tiene una capacidad portante última fija y única, sino que, en casos particulares está destinado a ser considerado, pero dependerá de las características específicas del suelo (cohesión, ángulo de fricción y peso específico) y las propiedades que son específicos para la construcción (profundidad de cimentación (D_f), ancho de cimentación (B)). Varios investigadores han sugerido cambios en la teoría de Terzaghi por presentar valores conservadores, dada la mayor importancia en la profundidad básica y los aspectos de la forma de una cimentación (investigadores como Meyerhof, Hansen y Chen).

Meyerhof (1963) propone un factor de forma (s_q) relacionado con los factores que muestra la influencia de la sobrecarga (N_q). Además, se consideran los factores de profundidad d_c, d_q, d_γ no tomados en cuenta por Terzaghi, planteándose la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (12)$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ factores de capacidad adimensionales.

s_c, s_q, s_γ factores de forma adimensionales.

d_c, d_q, d_γ factores de profundidad adimensionales.

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (14)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi) \quad (15)$$

- Factores de forma de la zapata:

$$s_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L} \quad (16)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L} \quad (17)$$

$$s_c \text{ y } s_\gamma = 1, \text{ cuando } \phi = 0^\circ \quad (18)$$

- Factores de corrección por profundidad:

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p \frac{D_f}{B}} \quad (19)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p \frac{D_f}{B}} \quad (20)$$

$$d_c \text{ y } d_\gamma = 1, \text{ cuando } \phi = 0^\circ \quad (21)$$

- El coeficiente de empuje de presiones (K_p):

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (22)$$

2.2.7. Teoría de Capacidad Portante Última de Vesic

Vesic (1973) propone una ecuación que es esencialmente igual a la dada por Hansen (1961), salvo por una variante en el factor de carga N_γ , cuya ecuación es ligeramente diferente.

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (23)$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ factores de capacidad adimensionales.

s_c, s_q, s_γ factores de forma adimensionales.

d_c, d_q, d_γ factores de profundidad adimensionales.

Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza de la superficie de falla en suelos por Terzaghi parece ser correcta. Sin

embargo, el ángulo α mostrado en la Figura 5 es más cercano a $45 + \frac{\phi}{2}$ que a ϕ , como fue originalmente propuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$, las relaciones para N_c y N_q se expresan como:

- Factores de capacidad de carga son:

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})e^{\pi \tan \phi} \quad (24)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi \quad (25)$$

La ecuación para N_c fue originalmente por Prandtl (1921), y la relación para N_q fue por Reissner (1924), Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron para N_γ la relación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi \quad (26)$$

- Factores de forma de la zapata:

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad (27)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad (28)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6 \quad (29)$$

- Factores de corrección por profundidad:

$$\text{Para } \frac{D_f}{B} \leq 1; K = \frac{D_f}{B} \quad (30)$$

$$d_c = 1 + 0,4K$$

$$\text{Para } \frac{D_f}{B} > 1; K(\text{radianes}) = \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad (31)$$

$$d_q = 1 + 2\tan \phi (1 - \sin \phi)^2 K \quad (32)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (33)$$

Como es conocido los valores de los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ Terzaghi los establece en función de ángulo de fricción (ϕ). Pero Vesic (1973) realizó un estudio, para lo cual se muestra en la Tabla 9 la variación de los factores de capacidad de carga precedentes con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla 9*Variación de los factores de capacidad*

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	17	12,34	4,77	3,53	34	42,16	29,44	41,06
1	5,38	1,09	0,07	18	13,10	5,26	4,07	35	46,12	33,30	48,03
2	5,63	1,20	0,15	19	13,93	5,80	4,68	36	50,59	37,75	56,31
3	5,90	1,31	0,24	20	14,83	6,40	5,39	37	55,63	42,92	66,19
4	6,19	1,43	0,34	21	15,82	7,07	6,20	38	61,35	48,93	78,03
5	6,49	1,57	0,45	22	16,88	7,82	7,13	39	67,87	55,96	92,25
6	6,84	1,72	0,57	23	18,05	8,66	8,20	40	75,31	64,20	109,41
7	7,16	1,88	0,71	24	19,32	9,60	9,44	41	83,86	73,90	130,22
8	7,53	2,06	0,86	25	20,72	10,66	10,88	42	93,71	85,38	155,55
9	7,92	2,25	1,03	26	22,25	11,85	12,54	43	105,11	99,02	186,54
10	8,35	2,47	1,22	27	23,94	13,20	14,47	44	118,37	115,31	224,64
11	8,80	2,71	1,44	28	25,80	14,72	16,72	45	133,88	134,88	271,76
12	9,28	2,97	1,69	29	27,86	16,44	19,34	46	152,10	158,51	330,35
13	9,81	3,26	1,97	30	30,14	18,40	22,40	47	173,64	187,21	403,67
14	10,37	3,59	2,29	31	32,67	20,63	25,99	48	199,26	222,31	496,01
15	10,98	3,94	2,65	32	35,49	23,18	30,22	49	229,93	265,51	613,16
16	11,63	4,34	3,06	33	38,64	26,09	35,19	50	266,89	319,07	762,89

Nota. Adaptada de Vesic (1973).

2.2.8. Factor de Seguridad

Según Braja (2001), se define como la relación entre la carga máxima que puede soportar un componente o estructura y la carga real que se espera que reciba.

Según la E.050 (2018), se establecen los factores de seguridad mínimas que debe tener las cimentaciones son los siguientes:

- Para cargas estáticas: 3,00.
- Para solicitud máxima de sismo o viento: 2,50.

2.2.9. Teoría de Capacidad Admisible

Según Braja (2001), se define la presión máxima que puede ejercer una cimentación sobre el terreno sin que se produzcan fallas por corte ni asentamientos excesivos, considerando además un factor de seguridad adecuado.

La fórmula para el cálculo de la capacidad admisible está dada por:

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (34)$$

Donde:

q_u es la capacidad portante última del suelo.

FS es el factor de seguridad adecuado.

2.2.10. Geofísica

La geofísica es la ciencia fundamental que aplica principios físicos a la solución de problemas geológicos – geotécnicos. Se basa en métodos experimentales y cuantitativos para analizar fenómenos naturales, utilizando técnicas como la reflexión y refracción de ondas sísmicas, así como la medición de gravedad, campos electromagnéticos y fenómenos radiactivos.

Chelotti et al. (2009) la definen como la disciplina experimental que emplea métodos cuantitativos para analizar fenómenos naturales, como ondas sísmicas, con el objetivo de comprender mejor el planeta. Para ello, se vale de la medición de campos electromagnéticos, radiación, gravedad, y otros fenómenos, tanto naturales (terremotos, tsunamis, mareas) como inducidos.

2.2.10.1. Ondas sísmicas

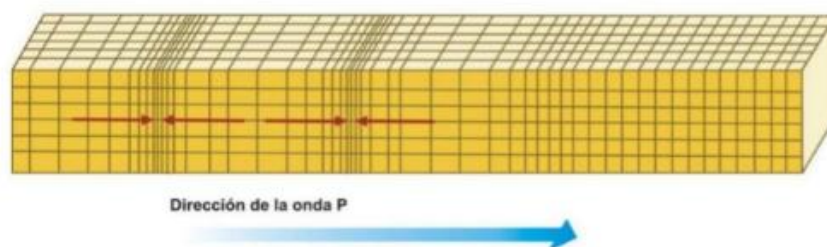
Son perturbaciones elásticas que se extienden a través de la Tierra como resultado de la liberación repentina de energía, ya sea por causas naturales como terremotos, o artificiales como explosiones. El estudio de estas ondas permite a los científicos obtener información valiosa sobre la estructura interna del planeta (Lazcano, 2007).

a) Ondas Primarias, de compresión u ondas P

Son ondas longitudinales que comprimen y expanden el medio por el que se propagan. Se propagan a través de sólidos, líquidos y gases.

Figura 6

Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Primarias “P”



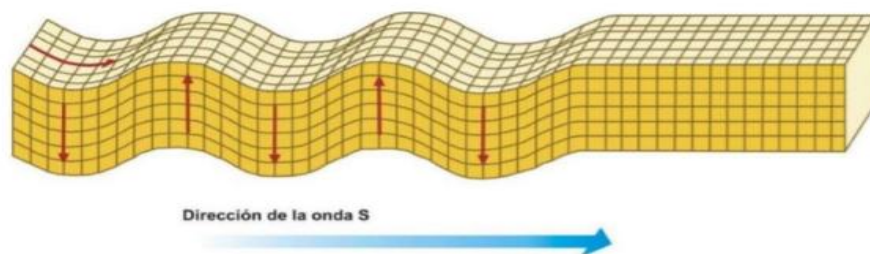
Nota. Adaptada de Humire (2013).

b) Ondas Secundarias, de corte u ondas S

Son ondas transversales que se mueven perpendicularmente a su dirección de propagación, solo pueden viajar a través de sólidos, no atraviesan líquidos. Desarrollan esfuerzos de corte en el medio por el que se propagan.

Figura 7

Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Primarias "S"



Nota. Adaptada de Humire (2013).

Por otro lado, las ondas superficiales se propagan a lo largo de la superficie de la tierra, su velocidad de propagación es menor que la de las ondas de cuerpo. Estas ondas pueden ser generadas de forma natural (viento, sismos, etc.) o artificial (actividades humanas).

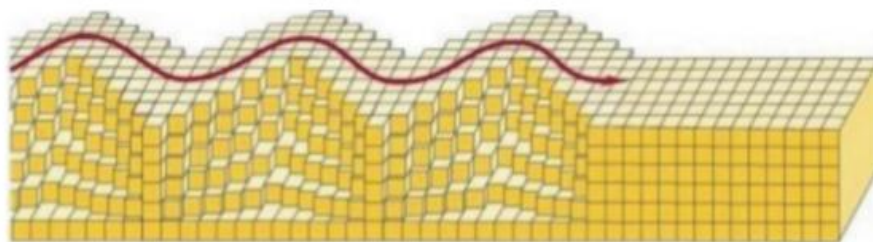
Las ondas de superficie se clasifican en dos tipos:

c) Ondas Love, u ondas L

Son ondas que producen vibración horizontal en sentido perpendicular a la dirección de la propagación, estas ondas se originan cuando la capa superficial es más blanda que la capa inferior. Se propagan solo por la superficie y son más rápidas que las ondas Rayleigh.

Figura 8

Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Love “L”



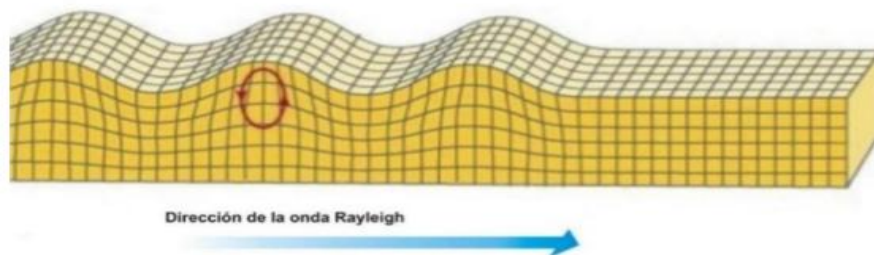
Nota. Adaptada de Humire (2013).

d) Ondas Rayleigh, u ondas R

Son ondas que generan un movimiento elíptico retrógrado del suelo, similar al movimiento de las olas en el agua. Son más lentas que las ondas P y S, con una velocidad aproximada del 90 % de la velocidad de las ondas S.

Figura 9

Gráfico del movimiento de partículas de las Ondas Rayleigh “R”



Nota. Adaptada de Humire (2013).

2.2.10.2. Parámetros que afectan la velocidad de las ondas sísmicas

Según Jaimes (2011), la velocidad de las ondas sísmicas está influenciada por varios parámetros que afectan su propagación a través de diferentes medios. Los principales parámetros que influyen en la velocidad a la que se propagan las ondas sísmicas son los siguientes:

- **Litología:** La velocidad de las ondas varía según el tipo de rocas.
- **Porosidad:** Disminuye con una profundidad que aumenta la densidad y la velocidad.
- **Edad de la roca:** La velocidad no varía directamente, pero sí influyen los procesos asociados al paso del tiempo.
- **Fluidos y saturación de agua:** Al aumentar la densidad del fluido intersticial la velocidad crece.
- **Cementación:** La velocidad crece, disminuye la porosidad y crecen los módulos elásticos.
- **Presión de poros y presión litostática:** Si la presión litostática aumenta y la presión de poros no cambia, la matriz se comprime aumentando los módulos elásticos y la densidad varía creciendo la velocidad.
- **Contenido de arcillas:** En niveles bajos de arcilla, la velocidad aumenta, hasta un punto en el cual disminuye, debido a que la arcilla empieza a formar parte de la matriz.
- **Geometría de los poros:** La geometría y la relación entre ellos determinan una parte de la estructura sólida de la roca y módulos elásticos.
- **Anisotropía:** La velocidad se ve perjudicada por el ángulo de incidencia de la onda y el plano normal.
- **Temperatura:** Experimentalmente, se ha visto una disminución de la velocidad con el aumento de temperatura.

2.2.11. Métodos de Prospección Geofísica

La prospección geofísica es el conjunto de técnicas utilizadas para explorar y estudiar el subsuelo, permitiendo la identificación de recursos naturales como minerales, agua subterránea y petróleo (González, 2002).

Estos métodos constituyen una herramienta fundamental para la caracterización del subsuelo en proyectos de ingeniería civil y geotecnia. Su aplicación resulta especialmente valiosa en la evaluación de las condiciones del terreno para el diseño y la estimación de parámetros geotécnicos (Park et al., 1999).

En la Tabla 10 se describen las principales ventajas, limitaciones, ámbitos de aplicación y criterios técnicos relevantes que sustentan el uso de métodos de prospección geofísica en la investigación y el desarrollo de las geociencias.

Tabla 10*Ventajas, limitaciones y aplicaciones de la prospección geofísica*

Aspecto	Detalle
Ventajas	- No destructivos: no altera el medio ambiente. - Rapidez: adquisición de datos en campo relativamente rápida lo que facilita la toma de decisiones en proyectos. - Utilidad en grandes áreas: ideales para caracterización a escala regional o de proyectos extensos. - Costo: económica, equipos menos complejos.
Limitaciones	- Resolución limitada en profundidad: en estratos delgados o con velocidades similares, especialmente en refracción sísmica y MASW. - Sensibilidad a ruidos: requieren condiciones de bajo ruido ambiental. - Ineficaz en terrenos heterogéneos: necesita de superficies relativamente planas y continuas.
Aplicaciones	- Geotecnia: determinar litología, diseño de cimentaciones, espesores de rellenos o recubrimientos. - Hidrogeología: determinar acuíferos y nivel freático. - Exploración minera: localización de fallas o superficies de deslizamiento. - Sismología: modelos de propagación sísmica, microzonificación sísmica.

Nota. Adaptada de González (2002).

2.2.12. Método de Refracción Sísmica

Es un método geofísico utilizado para explorar y caracterizar el subsuelo mediante el análisis de la propagación de ondas sísmicas. Este método se basa en el principio de la refracción, que describe cómo las ondas sísmicas (ondas P) cambian de dirección al pasar entre diferentes medios con distintas velocidades de propagación. Estas ondas sísmicas son medidas en función de su velocidad y son obtenidas de un sismógrafo, a través de los tiempos de llegada registrados en los sensores o geófonos (Milsom, 2003).

La propagación de las ondas sísmicas está supeditada a las características elásticas de un medio geológico, las cuales permiten determinar la estratificación geosísmica y/o las estructuras tectónicas. La velocidad de las ondas sísmicas aumenta con la profundidad debido a la mayor densidad de los suelos, provocada por la presión vertical.

Esencialmente el método se basa en:

2.2.12.1. Principio de Huygens

Establece que cada punto alcanzado por un frente de ondas actúa como origen de un nuevo frente de ondas que se extiende de forma esférica en todas las direcciones con la misma velocidad, frecuencia y longitud de onda que el frente de onda del que proceden.

2.2.12.2. Ley de Snell

Establece que la relación entre el ángulo de incidencia y el ángulo de refracción es inversamente proporcional a las velocidades sísmicas de los medios involucrados. Esto permite calcular la velocidad de las ondas en diferentes capas del subsuelo.

El flujo resumido del método de refracción sísmica para la obtención del perfil V_p es el siguiente:

2.2.12.3. Identificación del arribo de las primeras ondas

La identificación de las primeras ondas sísmicas es un procedimiento fundamental para calcular las velocidades sísmicas y espesores de las capas o estratos geosísmicos. Este proceso se basa en la detección de la primera perturbación o ruptura registrada, asociada ya sea con la onda directa, que se propaga a lo largo de la primera capa, o con la onda refractada, que viaja a través de capas más profundas.

La identificación de estas llegadas generalmente implica una evaluación visual y subjetiva del registro, en la que el analista distingue el primer aumento o disminución significativa en la amplitud de la señal sísmica que la diferencia del ruido precedente. Para mejorar la precisión, esta tarea se puede complementar con herramientas de filtrado digital, aumento de ganancia y visualización multicanal, que facilitan la detección coherente de las primeras llegadas a lo largo de todo el sismograma.

Este procedimiento se realiza individualmente para cada levantamiento sísmico y cada conjunto de geófonos en la red sísmica, asegurando que los tiempos seleccionados reflejen la propagación real de las ondas en el medio con la mayor precisión posible.

La correcta identificación de las primeras llegadas es esencial para la construcción de las domocronas.

2.2.12.4. Construcción de domocronas (curva tiempo – distancia)

La domocrona es la representación gráfica de los tiempos de las primeras llegadas de las ondas sísmicas en función de la distancia entre la fuente y cada geófono del arreglo. Esta curva tiempo – distancia permite identificar diferentes tipos de ondas (directas y refractadas) y determinar las velocidades sísmicas aparentes de los estratos del subsuelo a partir de la pendiente de los segmentos lineales que componen la gráfica.

Cada segmento de la domocrona refleja la propagación de la onda a través de un medio con velocidad uniforme, y los cambios de pendiente indican la presencia de interfaces entre capas con diferentes propiedades elásticas. El análisis de estas pendientes y las intersecciones entre los segmentos permite calcular la profundidad y la velocidad de cada capa.

2.2.12.5. Generación del modelo de velocidades

Con las velocidades y espesores calculados con las domocronas, se construye el perfil estratigráfico del subsuelo, que representa la potencia de cada capa y la continuidad o cambios laterales en las propiedades del suelo/roca.

2.2.12.6. Validación del modelo por Inversión

Finalmente se realiza un ajuste inverso (se aplican métodos numéricos) para mejorar la concordancia entre los datos observados y simulados.

Las velocidades de las ondas V_p son generalmente mayores para:

- Rocas más densas que rocas más ligeras.
- Rocas más antiguas que rocas más jóvenes.
- Rocas ígneas que rocas sedimentarias.
- Rocas sólidas que rocas con grietas o fracturas.

- Rocas no meteorizadas que rocas meteorizadas.
- Sedimentos consolidados que sedimentos no consolidados.
- Sedimentos no consolidados saturados de agua que sedimentos secos no consolidados.
- Suelos húmedos que suelos secos

Si bien el método mide la velocidad de onda sísmica, es el intérprete quien, basándose en el conocimiento de las condiciones locales, debe interpretar los datos y llegar a una solución geológicamente factible. A continuación, la Tabla 11, 12 y 13 reflejan algunos valores promedios y rango de velocidades sísmicas.

Tabla 11

Valores promedios de V_p de materiales I

Descripción	Velocidad V_p (m/s)
Suelo intemperizado	240 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1 220 – 1 830
Arcilla saturada	910 – 2 750
Agua	1 430 – 1 665
Agua de mar	1 460 – 1 525
Arenisca	1 830 – 3 960
Esquisto, arcilla esquistosa	2 750 – 4 270
Caliza	2 134 – 6 100
Granito	4 575 – 5 800
Roca metamórfica	3 050 – 7 000

Nota. Adaptado de la Norma ASTM D5777 (2000).

Tabla 12*Valores promedios de V_p de materiales II*

Descripción	Velocidad V_p (m/s)
Suelos de cobertura	< 1 000
Roca muy alterada o aluvión compacto	1 000 – 2 000
Roca alterada o aluvión muy compacto	2 000 – 4 000
Roca poco alterada	4 000 – 5 000
Roca firme	> 5 000

Nota. Adaptado de Arce (1990).**Tabla 13***Valores promedios de V_p de materiales III*

Descripción	Velocidad V_p (m/s)
Esquisto arcilloso	2 700 – 4 800
Grava arcillosa seca	300 – 900
Arena – arena húmeda	200 – 1 800
Roca metamórfica	4 500 – 6 800

Nota. Adaptado de Curvich (1975).**2.2.13. Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)**

El Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW, por sus siglas en inglés: Multichannel Analysis of Surface Waves) es una técnica geofísica no invasiva empleada para la caracterización dinámica del subsuelo, a través de la estimación del perfil de velocidades de onda de corte (V_s). Este método se basa en el análisis de las ondas superficiales, principalmente las ondas Rayleigh, registradas

por un conjunto de geófonos dispuestos linealmente, los cuales captan la propagación de las ondas sísmicas generadas en la superficie.

De acuerdo con Correia (2015), el MASW aprovecha el comportamiento dispersivo de las ondas Rayleigh, según el cual las frecuencias altas, asociadas a longitudes de onda cortas, son sensibles a capas someras, mientras que las frecuencias bajas, con longitudes de onda mayores, penetran a profundidades superiores. En general, las frecuencias utilizadas en este tipo de ensayos varían entre 5 y 70 Hz, rango que permite obtener una curva de dispersión óptima y estimar la velocidad de fase de las ondas hasta profundidades de aproximadamente 10 a 30 m, dependiendo de las características internas del medio.

El método MASW puede aplicarse en dos modalidades principales: activa y pasiva. En el MASW activo, la generación de ondas sísmicas se realiza mediante fuentes controladas de alta frecuencia, como el impacto de un martillo o una almádana sobre una placa metálica, lo que induce la propagación de ondas Rayleigh registradas por múltiples canales. Por otro lado, el MASW pasivo, también conocido como ReMi (Refraction Microtremor), utiliza ondas superficiales generadas por fuentes naturales o actividades culturales, tales como el tráfico vehicular o vibraciones ambientales, sin requerir una fuente sísmica artificial (Park et al., 1999).

Es importante destacar que la combinación de datos obtenidos mediante MASW activo y pasivo constituye una práctica común en estudios geofísicos, ya que mejora la resolución y confiabilidad del perfil de velocidades V_s , permitiendo ampliar la curva de dispersión y, con ello, aumentar el rango de profundidad de la investigación (Park et al., 2002).

El flujo resumido del método MASW para la obtención del perfil V_s es el siguiente:

2.2.13.1. Generación y registro de Ondas S

El registro de ondas es la captura de señales sísmicas generadas por una línea de múltiples geófonos. El resultado es un *shot gather* multicanal que contiene ondas superficiales (Rayleigh) y otros tipos de ondas. Este registro permite adquirir datos en un solo tendido, facilitando la recolección de información.

2.2.13.2. Análisis de dispersión

Las ondas Rayleigh se descomponen en diferentes frecuencias, cada una con su propia velocidad de propagación. El análisis de dispersión de los registros permite obtener una curva de dispersión, donde se filtran las ondas Rayleigh, ya que su velocidad de fase se aproxima entre 90 a 95 % del valor de la velocidad de onda de corte.

2.2.13.3. Curvas de dispersión

Muestran cómo varía la velocidad de fase con la frecuencia (o periodo) a partir del análisis de dispersión, correspondiendo al modo fundamental de la onda Rayleigh.

2.2.13.4. Inversión de Datos

A partir de la curva de dispersión, se utilizan algoritmos y un cálculo inverso iterativo para invertir los datos y crear modelos 1D o 2D que representan la distribución de velocidades V_s en función de la profundidad. De esta manera, el resultado final es un perfil vertical de velocidad V_s .

La Tabla 14 visualiza la clasificación de los perfiles de suelo para los primeros 30,00 m de profundidad (V_{s30}) según el *International Building Code* – IBC (2018).

Tabla 14*Valores promedios de V_{s30} de materiales*

Tipo	Velocidad V_{s30} (m/s)	Descripción
A	> 1 500	Roca dura
B	760 – 1 500	Roca
C	360 – 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido
E	< 180	Suelo blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

Nota. Adaptado de IBC (2018).

La Norma Técnica E.030 (2018) señala que los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas V_s , o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo SPT, o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada S_u para suelos cohesivos. La Tabla 15 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo.

Tabla 15*Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil	V_s (m/s)	N_{60}	S_u (kPa)
S0	> 1 500	-	-
S1	500 – 1 500	> 50	> 100
S2	180 – 500	15 – 50	50 – 100
S3	< 180	< 15	25 – 50
S4	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.030 (2018).

2.2.14. Correlaciones entre parámetros geotécnicos y parámetros elásticos del subsuelo

En las últimas décadas, el desarrollo y perfeccionamiento de métodos sísmicos no destructivos ha permitido estimar propiedades mecánicas del suelo y la roca a partir de mediciones indirectas, particularmente a través de las velocidades de propagación de ondas sísmicas V_p y V_s . Estas velocidades se relacionan directamente con las propiedades elásticas de los materiales geológicos y, por tanto, constituyen una herramienta poderosa para el análisis geotécnico tanto superficie como en profundidad.

2.2.15. Parámetros geotécnicos del subsuelo

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

De acuerdo con Kramer (1996) el ensayo SPT es, con diferencia, el ensayo de campo más antiguo y más usado en la ingeniería geotécnica en todo el mundo. Es además el más comunmente utilizado en aplicaciones de geofísica – geotecnia, debido a la gran cantidad de información y resultados.

El ensayo SPT proporciona un valor N , que se define como el número total de golpes necesarios para hincar 30,00 cm el muestreador estándar en el fondo de un pozo de sondeo, después de una penetración inicial de 15,00 cm que se utiliza para asentar el muestreador. Este valor es utilizado como un índice de resistencia del suelo *in situ* y se correlaciona empíricamente con propiedades como la densidad relativa, consistencia, capacidad de carga y módulo de deformación. (Terzaghi y Peck, 1948).

Según Hasancebi y Ulusay (2007), al realizar correlaciones entre las velocidades de ondas de corte y los valores N – SPT para las evaluaciones de los

sismos en los suelos de la región de Marmara en Turquía, para los suelos arenosos obtuvieron la ecuación:

$$V_s = 90,80 \times N^{0,319} \quad (35)$$

Donde:

N número de golpes.

Con un valor de R^2 0,65, usando 97 datos de pares ordenados, los rangos de profundidad del ensayo SPT variaron desde los 2,00 m hasta los 30,00 m de profundidad. Pudiéndose hallar el valor de N en función de V_s en m/s, por lo tanto la ecuación quedaría:

$$N = \left(\frac{V_s}{90,80} \right)^{1/0,319} \quad (36)$$

- Angulo de Fricción (ϕ)

Según Terzaghi y Peck (1948), el ángulo cuyo tangente expresa la relación entre el esfuerzo cortante que provoca el deslizamiento y el esfuerzo normal efectivo que actúa sobre el mismo plano en el instante de falla de un suelo granulado. Para el calculo del ϕ , proponen la siguiente ecuación:

$$\phi = 28,50 + 0,25 \times N \quad (37)$$

Donde:

N número de golpes.

- Densidad (ρ):

Según Nwozor et al. (2017) muchas interpretaciones y análisis geológicos involucran las relaciones convencionales entre la densidad y la velocidad de las rocas y suelos. Si bien es posible obtener datos de velocidad previos a la perforación

mediante tecnología sísmica, es difícil obtener datos de densidad a lo largo del recorrido del pozo hasta su perforación. Por ello, la densidad se estima comúnmente a partir de las velocidades sísmicas utilizando un conjunto de relaciones como las de Gardner et al. (1974).

Tras varias modificaciones a las relaciones de Gardner et al. (1974) correlacionaron posteriormente la variación de la densidad con las velocidades de las ondas P para rocas sedimentarias, a partir de las cuales se desarrolló una relación densidad – velocidad. La relación de Gardner es:

$$\rho = V_p^\beta \quad (38)$$

Donde:

α equivale a 0,31 para V_p en m/s y 0,23 para V_p en ft/s.

β equivale a 0,25.

Aunque la calibración de Gardner consideró una variedad de rocas sedimentarias, el modelo final representa aproximadamente una línea media que promedió varias litologías, incluidas la pizarra, la arenisca, la caliza y la dolomita. Investigaciones posteriores han ajustado los coeficientes α y β para litologías específicas, incluyendo arenas, a partir de bases de datos más detalladas. A continuación, la Tabla 16 muestra valores típicos para los coeficientes α y β .

Tabla 16

Valores de coeficientes α y β en distintas litologías para V_p en m/s

Litología	α	β	Fuente
Roca sedimentaria mixta	0,31	0,25	Gardner (1974)
Caliza	0,40	0,23	Gardner (1974)
Arena seca	0,16	0,28	Hamilton (1978)
Arena saturada	0,18 – 0,21	0,25 – 0,28	Greenberg y Castagna (1992)
Arena	0,27 – 0,29	0,23 – 0,26	Nwozor et al. (2017)

Nota. Recopilado de Gardner (1974), Hamilton (1978), Greenberg y Castagna (1992) y Nwozor et al. (2017).

2.2.16. Parámetros elásticos del subsuelo

- Módulo de Corte (G):

La velocidad de la onda S es especialmente significativa, ya que está directamente relacionada con el módulo de corte del suelo (G) y se ve menos afectada por el contenido de agua o las condiciones de saturación que la velocidad de la onda P, lo que la convierte en un parámetro más fiable para evaluar la rigidez del terreno (Santamarina et al., 2001).

$$G = \rho V_s^2 \quad (39)$$

Que también puede expresarse de la siguiente manera:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (40)$$

Donde:

ρ densidad del material.

V_s velocidad de onda S.

Según Sheriff y Geldart (1995), el módulo de corte puede expresarse de la siguiente manera:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (41)$$

Donde:

E módulo de Young.

ν coeficiente de Poisson.

- Módulo de Compresibilidad o Volumétrico (K):

Para Aki y Richards (2002), en medios isótropos elásticos, el módulo volumétrico define cuánta presión se requiere para provocar un cambio determinado en el volumen, independientemente de la forma.

Sheriff y Geldart (1995) describen K como uno de los tres módulos elásticos fundamentales junto a G y E, destacándolo como esencial para caracterizar la compresibilidad de medios saturados, especialmente en medios porosos. El módulo de compresibilidad puede expresarse de la siguiente manera:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (42)$$

Donde:

E módulo de Young.

ν coeficiente de Poisson.

Diversos autores han propuesto correlaciones empíricas entre las velocidades sísmicas y los parámetros geotécnicos, con el fin de estimar propiedades como el módulo de Young (E), la densidad (ρ), coeficiente de Poisson (ν), y otros, a partir de datos obtenidos mediante ensayos geofísicos como refracción sísmica, MASW y ensayos sísmicos de laboratorio (Telford et al., 1990).

- Coeficiente de Poisson (ν):

Es una constante elástica que describe la relación entre las deformaciones longitudinales y transversales que experimenta un material cuando se somete a tensión o compresión.

Según Sheriff y Geldart (1995), para formular el ν en función de V_p y V_s , es necesario tener en cuenta G y K :

Velocidad de onda P:

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (43)$$

Velocidad de onda S:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (44)$$

Sustituyendo K y G en la ecuación de V_p y V_s y agrupando, se obtiene las siguientes relaciones:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \left[\frac{1}{3(1-2\nu)} + \frac{2}{3(1+\nu)} \right]} \quad (45)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (46)$$

Se forma la razón de $(\frac{V_p}{V_s})^2$ y despejando ν , se obtiene la fórmula final, siendo esta:

$$\nu = \frac{(\frac{V_p}{V_s})^2 - 2}{2 \left[(\frac{V_p}{V_s})^2 - 1 \right]} \quad (47)$$

- Módulo de Young (E):

Para Aki y Richards (2002), el módulo de Young se puede calcular con precisión si se conocen la velocidad de la onda transversal y el coeficiente de Poisson, y resulta fundamental para interpretar la respuesta estática y dinámica.

Mavko et al. (2009) advierten que el uso de esta expresión depende de que ν sea conocido o estimado. Asimismo, aclaran que E es sensible a cambios de humedad, densidad y estructura. Expresan el módulo de Young explícitamente la siguiente manera:

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu) \quad (48)$$

Conociendo la ecuación de ν en función de V_p y V_s , también se puede expresar E de la siguiente manera:

$$E = \rho V_s^2 \left(\frac{(\frac{V_p}{V_s})^2 - 4}{(\frac{V_p}{V_s})^2 - 1} \right) \quad (49)$$

- Módulo Elástico Estático ($E_{\text{estático}}$):

En el ámbito de la ingeniería geotécnica, es común la necesidad de estimar el módulo elástico estático, utilizado en el análisis de deformaciones y asentamientos, a partir del módulo de Young, que se obtiene a partir de las velocidades de propagación de ondas sísmicas, particularmente de la velocidad de onda de corte (V_s).

El módulo dinámico refleja la rigidez del material bajo deformaciones muy pequeñas y altas frecuencias (como ocurre durante eventos sísmicos o ensayos geofísicos), mientras que el módulo estático se asocia al comportamiento ante cargas de larga duración y deformaciones más relevantes, típicas en proyectos de cimentación o estabilidad de taludes (Hardin y Drnevich, 1972).

Debido a la dificultad y al costo asociado a los ensayos directos para determinar $E_{\text{estático}}$, numerosos investigadores han desarrollado correlaciones empíricas para relacionarlo con E . Estas correlaciones se basan en observaciones experimentales y han sido ajustadas para distintos tipos de suelos y rocas.

Una de las expresiones empíricas más utilizadas es:

$$E_{\text{estático}} = 0,97 \times \left(\frac{E}{1300000} \right)^{0,141} \times E \quad (50)$$

Según Hoeg (1968) y Khan et al. (2010), esta fórmula fue desarrollada a partir de regresiones estadísticas aplicadas a bases de datos de laboratorio, en las que se compararon módulos estáticos obtenidos mediante ensayos triaxiales con módulos elásticos calculados a partir de velocidades sísmicas.

- Módulo Secante (E_{sec}):

En suelos granulares y areno limosos se ha demostrado que el módulo de Young obtenido en condiciones elásticas ideales no representa el módulo de deformación que realmente gobierna las deformaciones. Duncan y Chang (1970) demostraron que la relación esfuerzo-deformación en suelos granulares puede representarse adecuadamente mediante un modelo constitutivo no lineal de tipo hiperboloidal, formulado a partir de observaciones experimentales en ensayos triaxiales, donde el E_{sec} disminuye progresivamente a medida que aumenta la deformación. La expresión general del modelo es:

$$E_{sec} = \frac{E}{1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k}} \quad (51)$$

Duncan y Chang (1970) a partir de su modelo sugieren asignar un valor a α entre 0,20 y 0,30 para el cálculo del E_{sec} para arenas medianas a densas bajo esfuerzos típicos de cimentaciones para obtener un valor más representativo de las condiciones reales de carga y deformación.

$$E_{sec} = \alpha \times E \quad (52)$$

Donde:

E módulo de Young

α factor de corrección que ajusta el módulo para reflejar las condiciones de campo.

Estas correlaciones permiten extender de manera eficaz y económica la caracterización del subsuelo, siendo particularmente útiles en áreas donde el acceso físico es limitado o donde la extensión de los proyectos requiere una gran cantidad de datos. No obstante, su aplicación debe ser realizada con criterio, considerando

las condiciones geológicas locales, el tipo de suelo y roca, y el rango de esfuerzos efectivos presentes en el terreno.

2.2.17. Método de Boussinesq (1885) para el cálculo de capacidad portante última y admisible

Se han estudiado las variaciones de V_p y V_s en relación con la geología y tipo de suelo. Estos estudios tienen sus raíces en la teoría desarrollada por Boussinesq (1885), quien formuló una solución para el problema de la distribución de esfuerzos en un medio elástico debido a una carga puntual sobre una superficie. Esta solución ha sido esencial para el análisis de la capacidad portante última de los suelos, especialmente cuando se trata de cargas verticales aplicadas en la superficie. Se presentan algunas correlaciones entre los parámetros obtenidos por los métodos antes mencionados, que representan la relación entre V_p y V_s .

A medida que los ingenieros geotécnicos adaptaron esta teoría, como fue el caso de Serrano y Olalla (2001), quienes tomaron en cuenta factores adicionales como el comportamiento no lineal del suelo, el coeficiente de Poisson, el módulo de deformación y la geometría de la carga aplicada.

$$q_u = \frac{2 \times E_{sec}}{B \times (1 - \nu^2)} \quad (53)$$

Donde:

E_{sec} es el módulo secante.

B ancho de cimentación.

ν coeficiente de Poisson.

La fórmula de Boussinesq fue utilizada como una base para desarrollar modelos que permitieran calcular los esfuerzos verticales y asentamientos en suelos bajo cargas superficiales.

2.2.18. Método de Tezcan (2011) para el cálculo de capacidad portante última y admisible

Con base en diversos casos prácticos de investigaciones de campo, que incluyen datos exhaustivos de sondeos, pruebas de laboratorio y prospección geofísica en más de 550,00 obras, Tezcan (2011) propone una formulación empírica para la determinación rápida de la capacidad admisible en cimentaciones superficiales en suelos y rocas. La expresión propuesta corrobora consistentemente los resultados de la teoría clásica y ha demostrado ser rápida y fiable.

Con el fin de llegar a una expresión empírica específica para la presión admisible del suelo q_a debajo de una cimentación superficial, se seguirá el enfoque sistemático de valores de frontera utilizado anteriormente por Keceli (2000) y Keceli (2009). Considerando una profundidad de cimentación D_f con un área de sección transversal unitaria de $A = 1,00$, la forma típica de la capacidad de carga última por compresión en la base de la cimentación, únicamente con fines de formulación, puede escribirse aproximadamente como:

$$q_f = \gamma D_f \quad (54)$$

$$q_a = q_f / n = \gamma D_f / n \quad (55)$$

Donde q_f es la capacidad portante última al fallo, γ es el peso unitario del suelo sobre la base de la cimentación, q_a es capacidad admisible y n es factor de seguridad. Con el fin de poder incorporar V_s en las expresiones anteriores, el parámetro de profundidad D_f se expresará como velocidad multiplicada por tiempo de la siguiente manera:

$$D_f = V_s T \quad (56)$$

Donde V_s se selecciona intencionalmente como la velocidad de onda medida debajo de la cimentación, y T es un parámetro de tiempo desconocido. Al sustituir la ecuación, se obtiene:

$$q_a = \gamma \frac{V_s T}{n} \quad (57)$$

El parámetro de tiempo desconocido T será determinado sobre la base de un proceso de calibración. Para este propósito, se asumirá la existencia de una formación típica de roca “dura” bajo la cimentación, con los siguientes parámetros, como fue sugerido anteriormente por Keceli (2000) y Keceli (2009):

$$q_a = 10\,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; V_s = 4\,000 \frac{\text{m}}{\text{s}}; \gamma = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}; n = 1,40$$

Sustituyendo estos valores numéricos en la ecuación, se obtiene $T = 0,10$ s, por lo tanto:

$$q_a = 0,10 \gamma \frac{V_s}{n} \quad (58)$$

Esta es la expresión empírica para determinar la capacidad admisible en suelos y rocas. La unidad de V_s en m/s y la de peso específico γ kN/m³. Los valores de peso específico pueden estimarse utilizando la formula empírica:

$$\gamma = 4,30 \times V_s^{0,25} \quad (59)$$

Según lo propuesto por Tezcan et al. (2006), la expresión se recomienda especialmente para suelos granulares, en los cuales los valores medidos de V_s representan adecuadamente el grado de contenido de agua y/o porosidad. En caso de disponer de un valor inicial de peso específico, se puede utilizar la expresión:

$$\gamma = \gamma_0 + 0,002 \times V_p \quad (60)$$

El único parámetro desconocido restante es el factor de seguridad n , que se asume tras una serie de procesos de calibración.

El proceso de calibración se basa principalmente en los valores de referencia q_a determinados por el método convencional de Terzaghi (1943) para todos los conjuntos de datos correspondientes. A continuación, la Tabla 17 presenta los factores de seguridad, así como las expresiones empíricas de la capacidad admisible para diversos tipos de suelo y roca.

Tabla 17

Factor de seguridad y capacidad admisible

Tipo de Suelo	V_s – Rango (m/s)	Factor de seguridad (n)	q_a
Roca dura	$V_s \geq 4\,000$	$n = 1,40$	$q_a = 0,071\gamma V_s$
Roca blanda	$750 \leq V_s \leq 4\,000$	$n = 4,60 - 0,0008V_s$	$q_a = 0,10\gamma V_s/n$
Suelo	$750 \geq V_s$	$n = 4,00$	$q_a = 0,025\gamma V_s$

Nota. Adaptada de Tezcan (2011).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis General

La aplicación de métodos analíticos, basados en ensayos triaxiales (CD), y los métodos empíricos, basados en ensayos de refracción sísmica y MASW, permitirán estimar con precisión valores de capacidad portante última para un suelo areno limoso en el emplazamiento de los estribos del puente modular Santa Teresita 1, distrito de Pangoa, Satipo, Junín, técnicamente consistentes y comparables entre sí, lo que demostrará su eficiencia, confiabilidad y viabilidad para el diseño de cimentaciones en proyectos de infraestructura desarrollados en contextos geológicos similares.

3.1.2. Hipótesis Específica

- La caracterización geológica y geotécnica del área de influencia permitirá identificar un perfil estratigráfico cuyos parámetros físico – mecánicos servirán como base para el análisis de capacidad portante última mediante métodos analíticos y geofísicos.
- Los parámetros de resistencia obtenidos del ensayo triaxial consolidado drenado (CD) permitirán estimar la capacidad portante última y admisible del suelo del estribo derecho con un nivel de precisión adecuado para el diseño de cimentaciones superficiales.
- Las velocidades sísmicas de ondas P y S obtenidas mediante refracción sísmica y MASW permitirán determinar parámetros elásticos del subsuelo que posibiliten la estimación confiable de su capacidad portante última mediante correlaciones empíricas.

- La estimación de la capacidad portante última y admisible mediante métodos empíricos, basados en velocidades sísmicas y correlaciones con parámetros elásticos, proporcionará valores coherentes con los obtenidos mediante el método analítico, manteniendo diferencias aceptables.
- La comparación entre los resultados obtenidos mediante métodos analíticos y empíricos mostrará correlación significativa, demostrando que ambos métodos son técnica y económicamente viables para su aplicación en proyectos de infraestructura emplazados en contextos geológicas similares.

3.2. VARIABLES

3.2.1. Variable Independiente

Métodos de estimación geotécnica aplicado.

Categorías

- Método analítico (ensayo triaxial y teorías de Terzaghi, Meyerhof y Vesic).
- Método empírico (método de refracción sísmica y MASW).

Indicadores V.I.

- Método analítico: cohesión, ángulo de fricción, peso unitario.
- Métodos empíricos: velocidad de onda P y S, módulos elásticos.

3.2.2. Variable Dependiente

Capacidad portante estimada del suelo.

Indicadores V.D.

- Capacidad portante última del suelo (kg/cm^2).
- Capacidad admisible del suelo (kg/cm^2).

3.3. METODOLOGÍA

La presente investigación es de tipo aplicada, con un enfoque cuantitativo, de diseño no experimental, transversal y comparativo, orientada a analizar la estimación de la capacidad portante última del suelo mediante métodos geotécnicos tradicionales y métodos geofísicos indirectos.

Para llevar a cabo la investigación, se tomó en cuenta tres (03) etapas principales.

3.3.1. Etapa de Gabinete: Recopilación y Revisión Bibliográfica

En esta etapa se puso énfasis en la recopilación de información y antecedentes, así como en el análisis y procesamiento de imágenes satelitales y *Geocatmin*.

3.3.2. Etapa de Campo – Laboratorio

Esta etapa estuvo orientada a la caracterización geotécnica a través de la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que formaron parte del cálculo de la capacidad portante última.

Esta etapa de campo – laboratorio incluyó las siguientes tareas:

3.3.2.1. Mapeo Geológico – Geotécnico

Se revisó toda la información disponible del área de estudio a fin de evaluar de forma preliminar la estratigrafía, la geodinámica externa y la geomorfología. Luego, se realizó la descripción de las unidades geológicas, con la finalidad de reconocer el tipo de suelo, la zonificación de unidades geotécnicas, las zonas susceptibles de ser afectadas por movimientos de masa (deslizamientos, caída de rocas, entre otros) y las zonas con presencia de material saturado.

3.3.2.2. Supervisión de Excavación de Calicatas y Muestreo.

Se ejecutaron dos (02) calicatas de 2,80 m de profundidad, una en cada estribo, con el apoyo de una máquina excavadora tipo CAT-420E. En cada calicata se realizó una descripción detallada de los estratos del subsuelo de acuerdo con el estándar ASTM D2488. El propósito principal fue evaluar las características físicas del suelo *in situ*.

La información obtenida de las calicatas fue:

- Ubicación de las calicatas.
- Profundidad de cambio de estrato.
- Clasificación del suelo y profundidad del muestreo.
- Profundidad del nivel de cimentación.

La calicata muestreada fue la correspondiente al estribo derecho CA-ST24-01. Previo a la recolección de la muestra M-01, se procedió con la limpieza superficial del estrato expuesto a 2,30 m de profundidad, seguido de la extracción de la muestra con un tubo PVC de 4,00” de diámetro, que posteriormente fue remoldeada en laboratorio. Esta fue debidamente etiquetada, almacenada y preservada en bolsas plásticas selladas herméticamente para su posterior envío al laboratorio geotécnico de la empresa ALLPA TEST Laboratorio y Control de Calidad S.A.C. con sede en Lima donde se llevaron a cabo los ensayos de caracterización física y mecánica.

3.3.2.3. Ensayos Geofísicos

A continuación, se describen las principales actividades realizadas para los ensayos de refracción sísmica y MASW, así como los criterios y ajustes para una correcta ejecución.

3.3.2.3.1. Equipos Utilizados

El equipo de prospección geofísica utilizado para el presente estudio fue manufacturado por *Geometrics Inc.* y presenta los siguientes elementos:

- Un (01) sismógrafo *Geode* de 24 canales de entrada con interfaz de alta velocidad para conectar a un controlador compatible de la computadora portátil. La señal sísmica es transmitida a una computadora para su almacenamiento y posterior procesamiento.
- Veinticuatro (24) geófonos con una sensibilidad de 4,50 Hz, que permiten registrar las vibraciones ambientales producidas por fuentes naturales o artificiales y el arribo de las ondas S o P generadas por la fuente de energía.
- Un (01) computador para el manejo de las señales registradas por el adquisidor.
- Un (01) cable al cual se conectan los geófonos para transmitir las señales de las ondas sísmicas hacia el equipo de adquisición de información, cable de *trigger* para el registro del tiempo cero del ensayo, cable de datos para transmitir información desde el equipo adquisidor hacia la computadora portátil, accesorios y herramientas.

3.3.2.3.2. Ensayos Refracción Sísmica

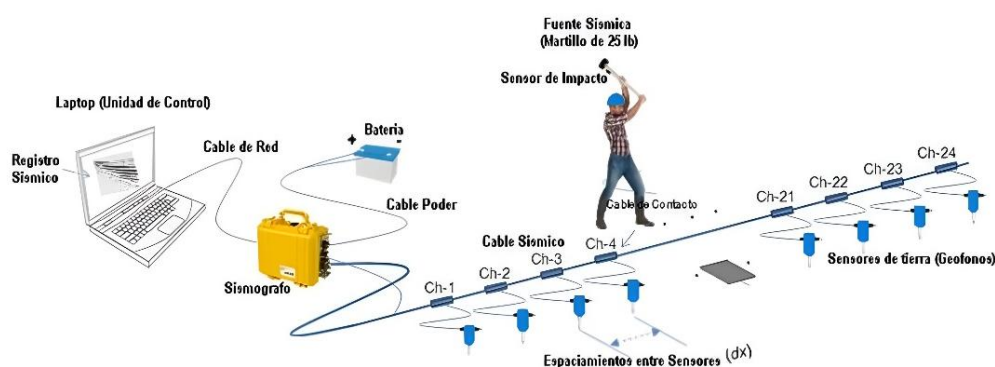
Se ejecutó una (01) línea de refracción sísmica de 69,00 m en cada estribo (138,00 m en total), dispuestas paralelamente al cauce del río, con el propósito de evaluar y determinar el perfil de ondas compresionales (ondas P), a fin de identificar los estratos del subsuelo que conforman la cimentación y estimar su capacidad portante última y capacidad admisible.

Para el desarrollo de las pruebas, se ejecutaron las siguientes actividades:

- Se ubicaron los puntos de inicio y final de la línea sísmica utilizando un sistema de posicionamiento global (GPS).
- Se realizó el tendido de cable, considerando la alineación de la línea de refracción.
- Se instalaron los geófonos a lo largo de la línea de refracción sísmica, de acuerdo con el espaciamiento establecido.
- Se ensamblaron los equipos y se configuraron los parámetros necesarios para la adquisición de datos.
- Se realizaron pruebas de sensibilidad para verificar la correcta respuesta de los sensores.
- Una vez comprobada la operatividad del sistema, se procedió a la adquisición de datos, conforme se ilustra en las Figura 10.

Figura 10

Ensayo de Refracción Sísmica



Nota. Línea sísmica del ensayo de Refracción Sísmica. Elaboración propia.

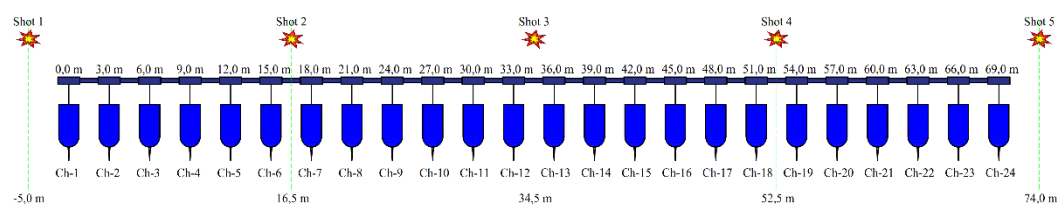
En los ensayos de refracción sísmica la distancia entre geófonos se definió en función a la profundidad de exploración requerida y el área libre disponible, alcanzando una distancia máxima entre geófonos de 3,00 m. La tasa de muestreo fue de 0,500 ms, con una longitud de registro de 2,00 s y un *stack limit* de 2. La

generación de ondas primarias se efectuó por impacto en cinco puntos a lo largo de la línea sísmica, al inicio y final de la línea, y entre los geófonos en posición 1 (-5,00 m), 6 – 7 (+16,50 m), 12 – 13 (+34,50 m), 18 – 19 (52,50 m) y 24 (+74,00 m). El proceso se ejecutó en forma continua y sistemática.

En la Figura 11 se muestra el esquema de tendido de cable, parámetros de adquisición y disposición de los puntos de impacto para los ensayos de refracción sísmica.

Figura 11

Esquema de línea de refracción sísmica



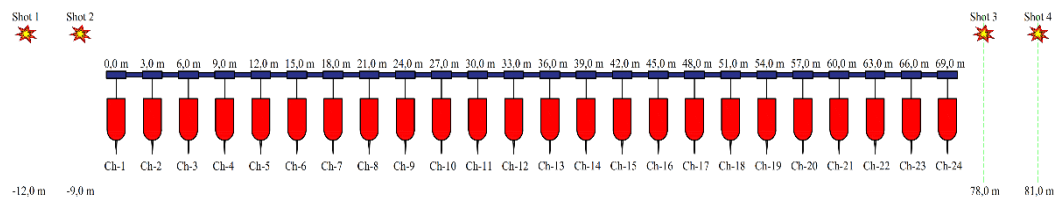
Nota. Elaboración propia.

3.3.2.3.3. Ensayos MASW

Se ejecutó un (01) ensayo MASW en cada estribo, dispuesto paralelamente al cauce del río, ubicado en los puntos medios de los ensayos de refracción, con el propósito de evaluar y determinar el perfil de ondas de corte (ondas S), a fin de identificar los estratos del subsuelo que conforman la cimentación y estimar su capacidad portante última y capacidad admisible.

Para el desarrollo de las pruebas, se ejecutaron las siguientes actividades:

- Con el fin de optimizar y aprovechar el arreglo de geófonos del ensayo de refracción sísmica, se ejecutaron los ensayos MASW.
- Se configuraron los parámetros de muestreo y método para la adquisición de datos.

Figura 13*Esquema de puntos MASW**Nota.* Elaboración propia.

A continuación, en la Tabla 18 se muestra un resumen de los parámetros de adquisición óptimos para el ensayo MASW activo según Park et al. (2002), que han sido guía para la presente investigación. Estos parámetros son actualizados continuamente por investigadores y profesionales, debido a que siempre puede esperarse una ligera variación en cada parámetro.

Tabla 18*Parámetros óptimos de adquisición de datos para el ensayo MASW*

Profundidad ¹ (Z _{max}) (m)	Fuente ² (lb)	Receptor ³ (Hz)	Extensión del receptor (m)				Movimiento Fuente/Receptor ⁶			Grabación ⁸				
			Longitud ⁴ (m)	Offset de fuente ⁵	Espaciamiento de receptor (dx)		Resolución lateral ⁷			dt ⁹ (ms)	T ¹⁰ (s)	Stack vertical ¹¹		
					24-ch	48-ch	Alta	Media	Baja			C	N	VN
≤ 1,0	≤ 1,0	4,5-100	1-3	0,2-0,3	0,05-0,1	0,02-0,05	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	0,5-1,0	1-3	3-5	5-10
	(1)**	(40)	(2)	(0,4)	(0,1)	(0,05)	(1)	(2)	(4)	(0,5)	(0,5)	(3)	(5)	(10)
1-5	1-5	4,5-40	1-15	0,2-15	0,05-0,6	0,02-0,3	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	0,5-1,0	1-3	3-5	5-10
	(5)	(10)	(10)	(2)	(0,5)	(0,25)	(1)	(2)	(4)	(0,5)	(0,5)	(3)	(5)	(10)
5-10	5-10	≤ 10	5-30	1-30	0,2-1,2	0,1-0,6	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	0,5-1,0	1-3	3-5	5-10
	(10)	(4,5)	(20)	(4)	(1)	(0,5)	(1)	(2)	(4)	(0,5)	(1)	(3)	(5)	(10)
10-20	> 10	≤ 10	10-60	2-60	0,4-2,5	0,2-1,2	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	1-2	1-3	3-5	5-10
	(20)	(4,5)	(30)	(10)	(1,5)	(1)	(1)	(2)	(4)	(0,5)	(1)	(3)	(5)	(10)
20-30	> 10	≤ 4,5	20-90	4-90	0,8-3,8	0,4-1,9	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	1-2	1-3	3-5	5-10
	(20)	(4,5)	(50)	(10)	(2)	(1,5)	(1)	(2)	(4)	(1)	(1)	(3)	(5)	(10)
30-50	> 10	≤ 4,5	30-150	6-150	1,2-6	0,6-3	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	1-3	1-3	3-5	5-10
	(20)	(4,5)	(70)	(15)	(3)	(0,05)	(1)	(2)	(4)	(1)	(1)	(3)	(5)	(10)
> 50	> 10	≤ 4,5	> 50	> 10	> 2	> 1	1-2	2-4	4-12	0,5-0,1	> 1	1-3	3-5	5-10
	(20)	(4,5)	(150)	(30)	(6)	(4)	(1)	(2)	(4)	(1)	(2)	(3)	(5)	(10)

Nota. **Los valores pueden tener una tolerancia de $\pm 20\%$ de lo recomendado. ¹profundidad máxima investigada, ²peso del martillo en libras, ³frecuencia natural del geófono, ⁴longitud total aproximada de la extensión del receptor, ⁵distancia entre la fuente y el receptor más cercano, ⁶distancia en el espaciamento de la configuración de la fuente y el receptor, ⁷grado de resolución lateral, ⁸parámetros de registro para el sismógrafo, ⁹tasa de muestreo en milisegundos (ms), ¹⁰tiempo total de registro en segundos (s), ¹¹número de datos apilados en la memoria del sismógrafo antes de ser guardados en diferentes condiciones de entorno tranquilo (C), ruidoso (N) y muy ruidoso (VN), respectivamente. Adaptada de Park et al., 2002.

3.3.2.4. Ensayos de Laboratorio

Se consideraron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad mediante el método de secado al horno.
- Análisis granulométrico por tamizado.
- Clasificación del suelo según SUCS y AASHTO.
- Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad utilizando la cuchara de Casagrande.
- Ensayo triaxial consolidado drenado (CD) de 4,00” de diámetro con medición de deformaciones volumétricas.

3.3.3. Etapa de Gabinete: Procesamiento y Análisis de Información

Considerando los resultados obtenidos en la etapa de campo–laboratorio, para la información geofísica se realizó el procesamiento de datos mediante *softwares* especializados (*SeisImager* con sus módulos *Pickwin*, *Surface Wave Analysis*, *WaveEq* y *Plotrefa*), incluyendo la selección de primeras llegadas, la inversión sísmica para la obtención de domocronas, la elaboración e interpretación de perfiles geofísicos, la elaboración de planos y análisis, con el fin de obtener el valor de la capacidad portante última y realizar la respectiva comparación entre los métodos aplicados.

3.3.3.1. Procesamiento Refracción Sísmica

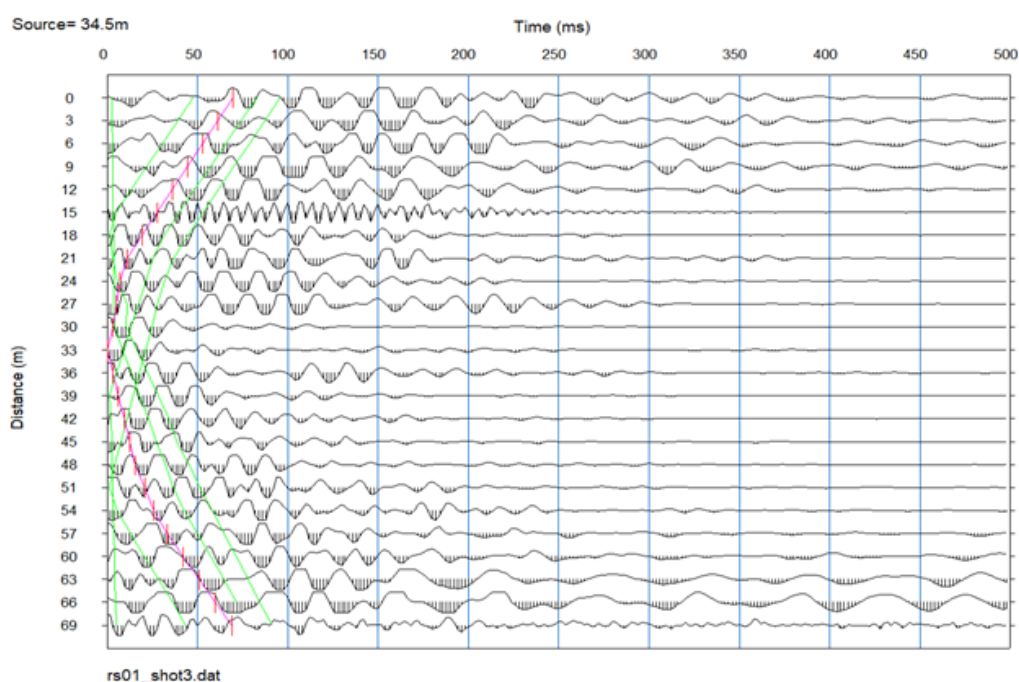
Como parte del procesamiento de la información del ensayo de refracción sísmica, se utilizó el *software SeisImager* con sus módulos *Pickwin* y *Plotrefa*. La secuencia para la obtención del perfil V_p fue la siguiente:

- Selección de primeras llegadas

La selección de las primeras llegadas (*picking*) en los registros de refracción constituye una de las etapas más críticas del procesamiento. A través del módulo *Pickwin* se identificó manualmente el tiempo exacto en que la primera onda P arriba a cada geófono por cada punto de disparo. Si bien el *software* brinda la opción de selección automática, se optó por la selección manual debido a la precisión. Para asegurar la calidad del *picking* en este paso fundamental, se aplicaron filtros que permitieron reducir el ruido en los registros, garantizando así la obtención de una domocrona representativa de las condiciones del suelo ensayado.

Figura 14

Selección de primeras llegadas



Nota. Elaboración propia.

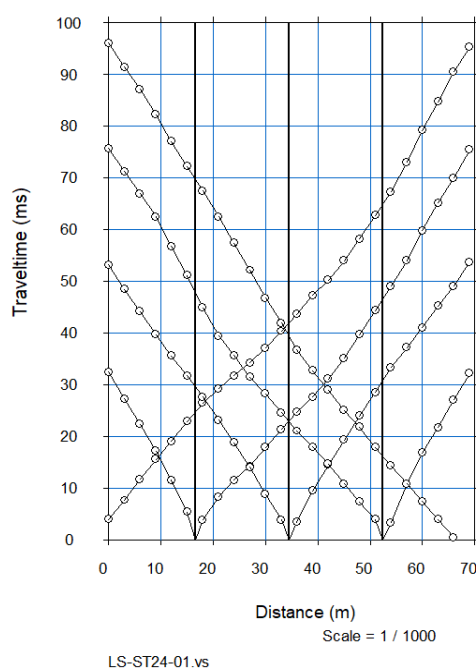
- Construcción de domocronas

A partir de la selección de las primeras llegadas, con el módulo *Plotrefa* se construyó la domocrona, la cual representa el tiempo de arribo (eje Y) en función

de la distancia del geófono al punto de disparo (eje X). En esta gráfica se identificaron varios segmentos con pendientes diferenciadas: el primer tramo corresponde a una onda directa propagada por la capa superficial, mientras que los tramos subsiguientes reflejan la propagación de ondas refractadas en estratos más profundos. La presencia de líneas rectas con distintas pendientes indica variaciones en la velocidad, asociadas a capas con propiedades diferentes. La pendiente de cada segmento permitió calcular la velocidad de propagación de las ondas en cada capa.

Figura 15

Domocrona obtenida a partir de las primeras llegadas



Nota. Elaboración propia.

- Generación del modelo de velocidades

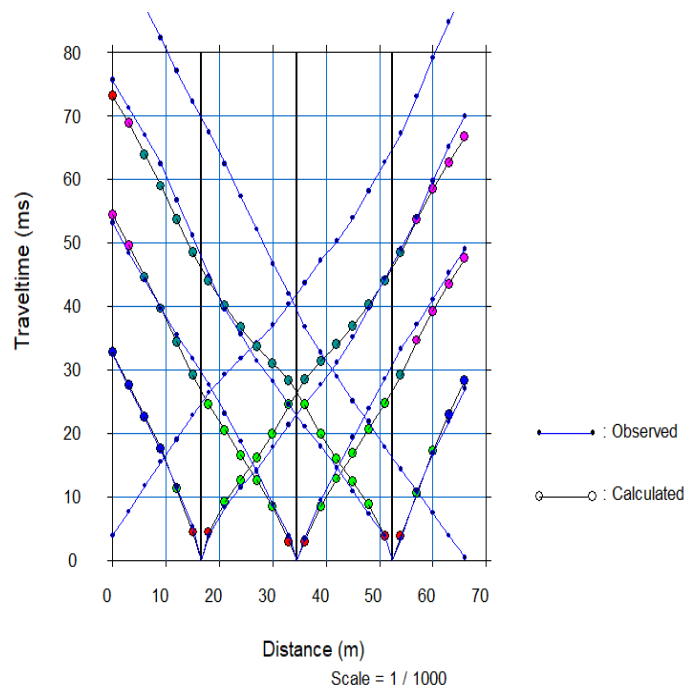
Con las velocidades y profundidades obtenidas, se construyó el perfil estratigráfico del subsuelo, que representa el espesor de cada capa y la continuidad o cambios laterales en las propiedades del suelo.

- Validación del modelo por Inversión

Se realizó un ajuste inverso para mejorar la concordancia entre los datos observados y simulados. El *software* recalcula los valores generados mediante un proceso iterativo y ajusta un modelo de velocidades hasta que los tiempos de llegada predichos por el modelo coinciden con los tiempos observados en campo dentro de un margen de error aceptable.

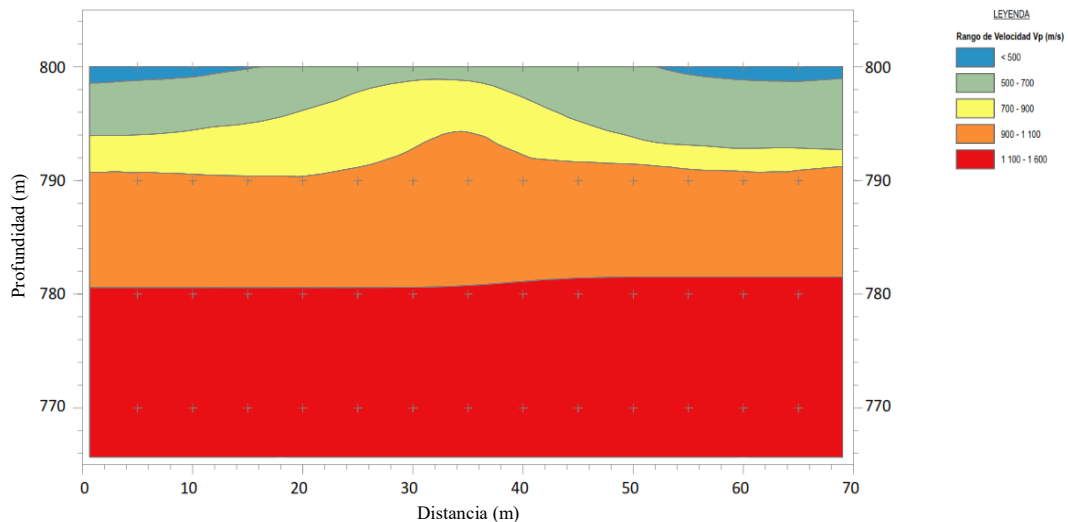
Figura 16

Domocrona corregida por software durante el proceso de inversión



Nota. Elaboración propia.

El resultado final es un perfil de velocidades V_p en función de la profundidad. Este perfil muestra la estratigrafía del subsuelo en términos de velocidades de onda P.

Figura 17*Perfil V_p final*

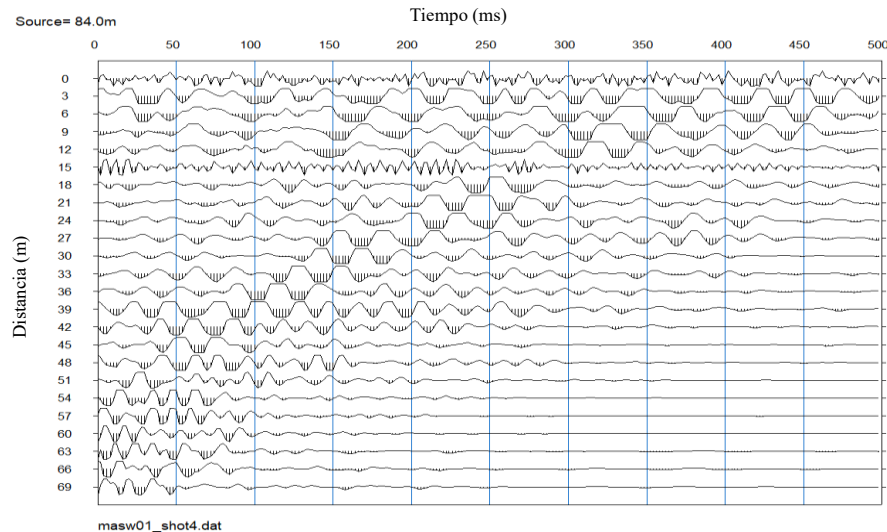
Nota. Elaboración propia.

3.3.3.2. *Procesamiento MASW*

Como parte del procesamiento de la información del ensayo MASW, se utilizó el *software SeisImager*, con sus módulos *Surface Wave Analysis* y *WaveEq*. La secuencia para la obtención del perfil V_s fue la siguiente:

- Registro de Ondas

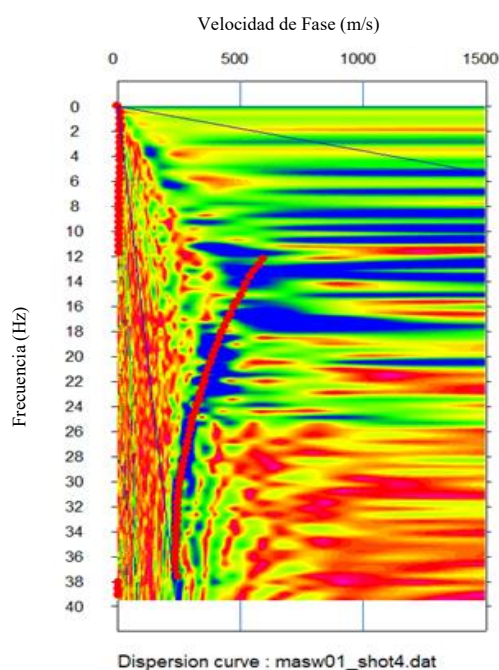
Con el módulo *Surface Wave Analysis*, se visualizó la captura de señales sísmicas generadas por una fuente activa hacia una línea de múltiples geófonos. El resultado es un *shot gather* multicanal que contiene ondas superficiales (Rayleigh) y otros tipos de ondas. Este registro permitió adquirir datos en un solo tendido, facilitando la recolección de información.

Figura 18*Visualización de ondas sísmicas*

Nota. Elaboración propia.

- Análisis de dispersión

Con el módulo *WaveEq*, mediante la aplicación de transformaciones bidimensionales, se convirtió los datos del dominio tiempo–distancia al dominio frecuencia–velocidad, con el objetivo de generar una imagen de dispersión o espectro de dispersión. Esta imagen permitió obtener una curva que representa un modo de vibración o fundamental, donde se filtran las ondas Rayleigh. El modo fundamental es el más prominente y generalmente es el que se busca para el proceso de inversión.

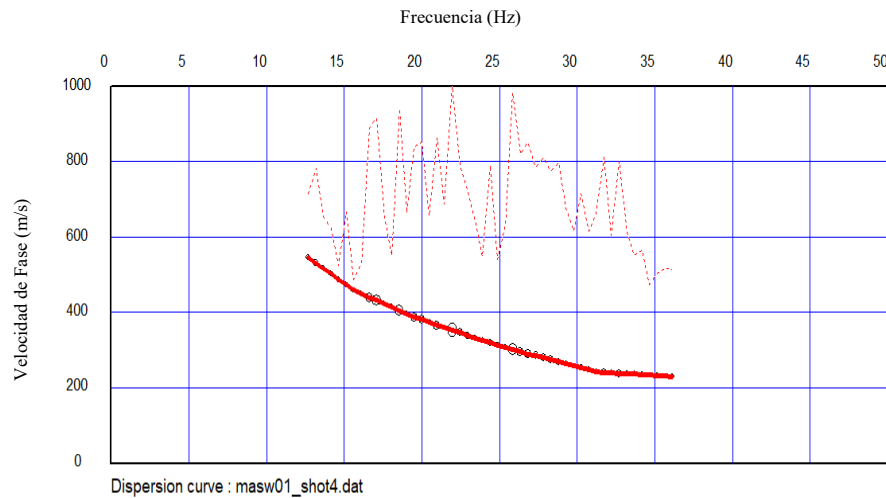
Figura 19*Selección de curva de dispersión del modo fundamental*

Nota. Elaboración propia.

- Curva de dispersión

Se muestra la variación de velocidad de fase con la frecuencia a partir del análisis de dispersión. Para cada curva de dispersión extraída, el software de procesamiento intenta encontrar un modelo de subsuelo (capas con espesores y velocidades V_s) cuya curva de dispersión teórica coincida lo mejor posible con la curva de dispersión experimental.

Es importante destacar que cada una de las curvas de dispersión correspondientes al modo fundamental fue analizada de forma independiente. Posteriormente, se realizó un promedio de los resultados individuales con el fin de obtener una sola curva de dispersión maestra.

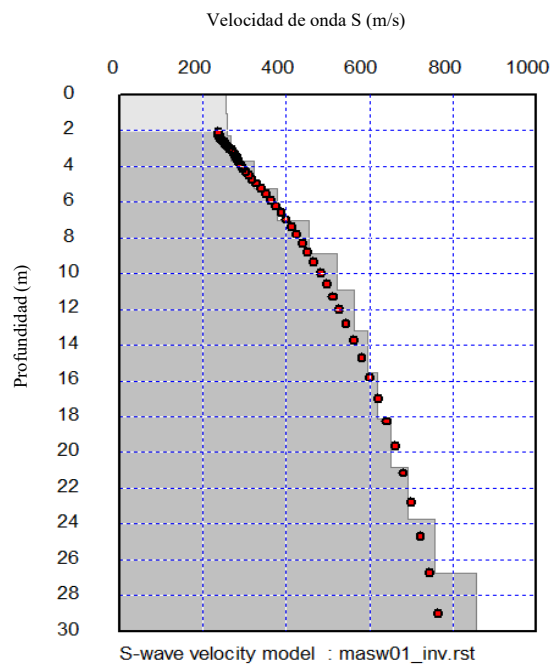
Figura 20*Curva de dispersión promedio*

Nota. Elaboración propia.

- Inversión de Datos

A partir de la curva de dispersión promedio, se utilizaron algoritmos y un cálculo inverso iterativo para invertir los datos y crear modelos que representan la distribución de velocidades V_s en función de la profundidad. Se ajustaron los parámetros del modelo y se repite el proceso hasta que la bondad de ajuste o *misfit* sea aceptable. De esta manera, el resultado final es un perfil vertical de velocidad V_s .

El resultado de este proceso de inversión es un perfil 1D de velocidad de onda de corte V_s en función de la profundidad.

Figura 21*Perfil V_s final*

Nota. Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

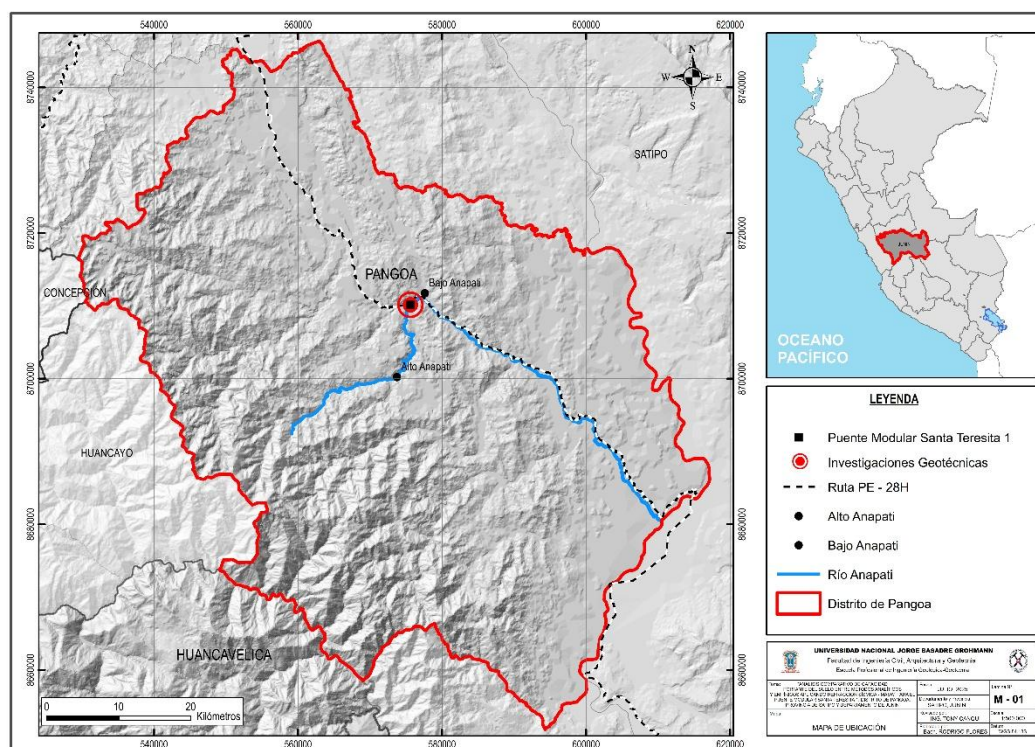
CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1. UBICACIÓN

El área de estudio está ubicada en la parte central del Perú, en el departamento de Junín, provincia de Satipo y distrito de Pangoa, como se observa en la Figura 22. El puente modular Santa Teresita 1 está emplazado en la progresiva 73+450 km de la Red Vial Nacional, Ruta PE – 28H, Emp: PE – 28C (Alto Anapati).

Figura 22

Plano de ubicación de la zona de estudio



Nota. Para una visualización más detallada, este mapa se incluye en el anexo 2. Elaboración propia.

A continuación, la Tabla 19 muestra las coordenadas de los estribos derechos e izquierdos del puente modular.

Tabla 19

Coordenadas de los estribos del puente modular Santa Teresita I

Coordenadas UTM			
Estribo Derecho		Estribo Izquierdo	
Norte	Este	Norte	Este
(m)	(m)	(m)	(m)
8 710 153,96	575 601,76	8 710 100,20	575 623,83

Nota. Datum WGS84. Elaboración propia.

El área de estudio se encuentra ubicada a una altitud de 801,00 m.s.n.m.

4.2. ACCESIBILIDAD

El acceso para el área de estudio, a partir de la ciudad de Lima, fue a través de la carretera Lima – Huancayo (asfaltada) – Concepción – Satipo, con una longitud aproximada de 450,00 km.

Desde la ciudad de Satipo, que sirvió como base operativa durante la campaña de campo, fueron posibles los traslados a través de las Carreteras Satipo – La Merced; Satipo – Mazamari – San Martín de Pangoa y otras menores localidades vecinas.

4.3. CLIMA

En el Sector que corresponde a la Selva Alta, entre los 300,00 y 1 000,00 m.s.n.m., la condición climática predominante es tropical húmeda – semicálida, caracterizada por una temperatura media anual de aproximadamente 24 °C, con

máximas entre 32 °C y 34 °C, medias entre 24 °C y 26 °C y mínimas cercanas a 18 °C, presentando solo ligeras variaciones a lo largo del año. La precipitación anual promedio en el área de estudio se estima entre 1 700,00 mm y 1 800,00 mm, registrándose los mayores valores en enero (201,50 mm) y diciembre (145,90 mm), mientras que los niveles más bajos ocurren en los meses de junio (45,40 mm) y julio (31,30 mm). La elevada humedad satura el ambiente, generando charcos y barrizales que dificultan las actividades cotidianas. En este contexto, el puente modular Santa Teresita 1 se emplaza a una altitud de 801,00 m.s.n.m.

El clima entre los 1 000,00 y 1 500,00 m.s.n.m., es templado durante el día y frío en la noche. Superando los 1 500,00 hasta los 3 000,00 m.s.n.m. el clima varía progresivamente de frío moderado a intenso y finalmente a partir de los 3 000,00 m.s.n.m. el clima es de frío intenso, tomándose gélido por encima de los 4 500,00 m.s.n.m.

4.4. HIDROLOGÍA

4.4.1. Cuenca del Río Ene

Según Chacaltana et al. (2011), el río Ene, que cuenta con una longitud total de 120,00 km, se forma fuera del área gracias a la fusión de los ríos Mantaro y Apurímac e ingresa por el límite Sur de la zona de interés, cerca de la localidad e Chiquireni. Discurre con dirección Sureste – Noroeste hasta Shanquireni donde se acerca al Norte hasta su fusión con el río Perené.

Principales afluentes son los ríos:

- Anapati
- Mamiri y Quempiri
- Catshingari
- Quiteni

- Saniberi

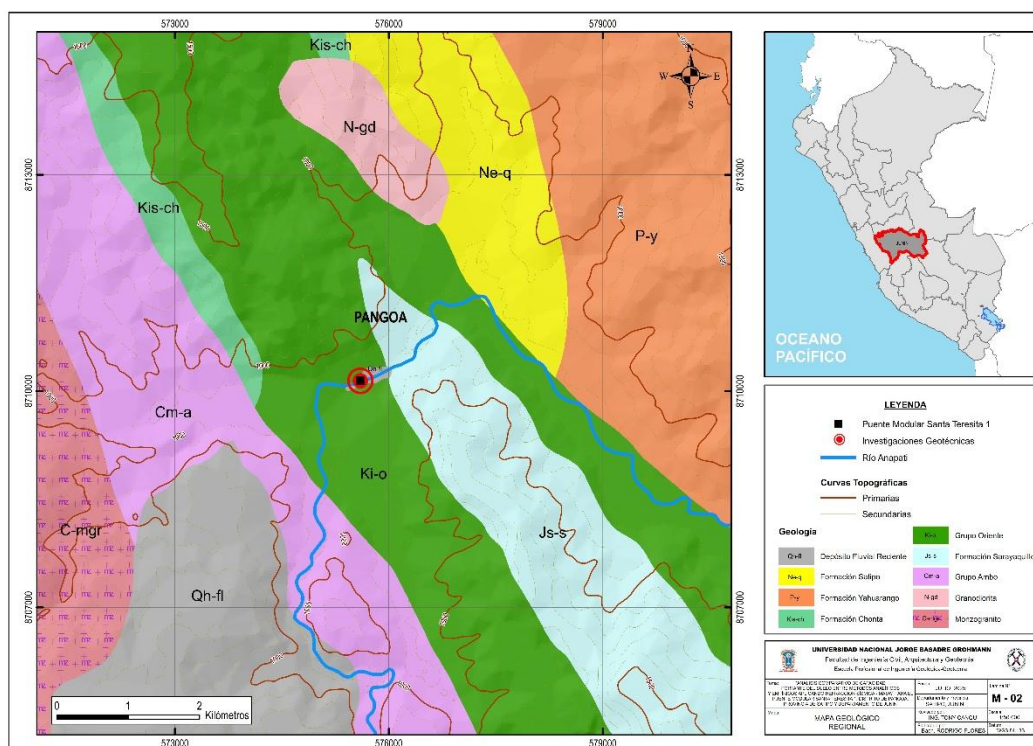
4.4.1.1. Subcuenca – Río Anapati

Según Chacaltana et al. (2011) la subcuenca Anapati se encuentra ubicada en la provincia de Satipo, distrito de Río Tambo, es una de las seis (06) subcuencas pertenecientes a la cuenta del Ene de la margen derecha. Tiene un perímetro de 217,00 km y un área de 1 553,00 km².

4.5. GEOLOGÍA REGIONAL

4.5.1. Introducción

La descripción de la geología del distrito de Pangoa, provincia de Satipo, se obtuvo de las memorias descriptivas actualizadas del cuadrángulo 24ñ existente la plataforma *Geocatmin*, así como en la base de datos del Boletín N° 29 Serie D del INGEMMET. Con ello, se elaboró un plano geológico como se visualiza en la Figura 23.

Figura 23*Plano geológico regional*

Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocatmin*, cuadrángulo 24ñ. Para una visualización más detallada, este mapa se incluye en el anexo 3.

4.5.2. Estratigrafía

El análisis geológico del área de estudio está representado por diversos afloramientos litológicos, donde las rocas más antiguas se encuentran distribuidas en la Cordillera Oriental, correspondientes al Grupo Ambo de la edad Carbonífera Inferior y la Formación Sarayaquillo del Jurásico Superior, compuestas por rocas detríticas sedimentarias.

Las rocas jóvenes que se encuentran en la Cordillera Subandina y el Llano Amazónico se formaron durante distintos periodos geológicos. La secuencia comienza en el Cretácico Inferior con el Grupo Oriente, seguido por la Formación

Chonta del Cretácico Medio, compuesta por material de naturaleza calcárea y asociaciones, que marca el fin de la sedimentación esencialmente marina. Posteriormente, en el Cretácico Superior, encontramos la Formación Vivian, caracterizada por sus secuencias compuestas de areniscas cuarzosas. Durante el levantamiento de los Andes, ocurrieron procesos de erosión y sedimentación continental a gran escala, dando origen a las Formaciones Yahuarango y Satipo, del Paleoceno y Neógeno – Cuaternario respectivamente.

4.5.2.1. Formaciones Geológicas

4.5.2.1.1. Grupo Ambo (Cm-a)

Según Chacaltana et al. (2011), en sus facies más distales, se diferencian areniscas terrígenas de grano fino a grueso de colores verdes a blanco friables, en la base se presentan areniscas cuarzosas de grano medio a fino, intercaladas con delgados niveles de limonitas y lutitas de colores grises, carbonosas o con materia orgánica. Corresponde a una plataforma silicoclástica somera desde facies mar afuera superiores a depósitos predominantes de frente deltaico.

Los afloramientos de este grupo presentan un aproximado de 200,00 m, aunque en la cuenca del Ene logra alcanzar los 600,00 m. La sedimentación carbonífera empieza con la serie del grupo Ambo, la cual se integra en un ambiente continental a marino somero.

El Grupo Ambo está comprendido en el Carbonífero Superior (Misisipiano – Pennsylvaniano), es decir, una edad aproximada de 359 – 299 Ma.

Está en contacto infrayacente con el Grupo Cabanillas y suprayacente en discordancia angular con el Grupo Tarma y la Formación Sarayaquillo.

4.5.2.1.2. Formación Sarayaquillo (Js-s)

Según Chacaltana et al. (2011), estas secuencias sedimentarias presentan estructuras internas como laminaciones oblicuas curvas de canal, indicativas de un ambiente fluvial con llanuras de inundación y áreas desérticas expuestas a la acción eólica. Su litología está compuesta principalmente por areniscas compactas que varían de un color rojo ladrillo a marrón oscuro, de grano fino a limolítico, arcillitas, lodolitas y margas.

Los afloramientos de esta formación presentan un espesor variable desde 40,00 m hasta 200,00 m en el centro poblado de Matereni, entre las localidades de Mazamari y Puerto Ocopa.

La Formación Sarayaquillo está comprendida en el Jurásico Superior, es decir, tiene una edad aproximada de 163 – 145 Ma, datada en huellas y posición estratigráfica.

Esta formación está en contacto infrayacente con el Grupo Ambo y Mitu, y suprayacente con el Grupo Oriente.

4.5.2.1.3. Grupo Oriente (Ki-o)

Según Castro (2010), esta unidad está compuesta por cadenas de montañas, colinas altas y escarpes. Estas secuencias estratigráficas se encuentran afectadas por fallas y plegamientos.

El Grupo Oriente se divide en tres (03) unidades formacionales, descritas de la más antigua a la más reciente:

- La unidad más antigua corresponde a la Formación Cushabatay, litológicamente está compuesta principalmente por areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, con tonalidades blancas a rojizas. Presenta estratos

masivos con estratificación cruzada e intercalaciones de lutitas limoníticas y tobáceas.

- La unidad intermedia está representada por la Formación Esperanza, litológicamente está compuesta por sedimentos pelíticos, predominando las lutitas y lodolitas rojizas; así como calizas grises a negras y limoarcillitas grises.
- La unidad más reciente corresponde a la Formación Agua Caliente, su litología está representada por areniscas cuarzosas blancas a cremas con estratos de mediano espesor, intercaladas con niveles delgados de limoarcillitas grises fisibles.

El Grupo Oriente está comprendido en el Cretácico Inferior, es decir, tiene una edad aproximada de 145 – 100 Ma.

Se encuentra en contacto infrayacente con la Formación Sarayaquillo y suprayacente con formaciones más recientes como la Formación Chonta y Vivian.

4.5.2.1.4. Formación Chonta (Kis-ch)

Según Chacaltana et al. (2011), litológicamente está compuesta principalmente por calizas en estratos delgados que tienen entre 0,50 a 2,00 m, de tonalidad gris oscuro a crema, masivas y duras, con intercalaciones de areniscas en algunas áreas. Estas calizas pueden presentar un fuerte plegamiento y fracturamiento debido a procesos tectónicos.

Los afloramientos de esta formación presentan un espesor aproximado de 450,00 m en la región del Bajo Pachitea y pueden llegar a medir hasta 675,00 m en los alrededores de San Pascual, que es confluyente al río Satipo.

La Formación Chonta está comprendido en el Cretácico Medio (Albiano – Cenomaniano), es decir, tiene una edad aproximada de 143 – 100 Ma.

Sobreyace a las unidades del Grupo Oriente, que incluyen Formaciones como Cushabatay, Esperanza y principalmente a Agua Caliente. Suprayacente se encuentra la Formación Yahuarango.

4.5.2.1.5. Formación Vivian (Ks-v)

Según Chacaltana et al. (2011), litológicamente está compuesta por areniscas cuarzosas de color blanquecino, grado medio a fino, subredondeado a subangular, regularmente seleccionado, con laminaciones oblicuas delgadas en capas de 0,50 a 1,00 m de espesor.

Los afloramientos de esta formación presentan un espesor aproximado de 50,00 m en la localidad de Pongo Mainique, entre la selva de Cusco y Junín. En regiones como Tocache se estima una potencia similar, formando crestas pronunciadas.

La Formación Vivian está comprendido en el Cretácico Superior, es decir, una edad aproximada de 100 – 66 Ma según su posicionamiento estratigráfico y estudios palinológicos.

Esta formación sobreyace a la Formación Chonta del Albiano – Cenomaniano y suprayace en discontinuidad a la Formación Yahuarango.

4.5.2.1.6. Formación Yahuarango (P-y)

Según Chacaltana et al. (2011), litológicamente está compuesta por capas rojas delgadas o masivas de limolitas con estratificación cruzada ocasionalmente, intercaladas con areniscas cuarzosas y cuarzo feldespático de grano fino a medio, subangulares y con abundante matriz limolítica, seguidas de lutitas marrón rojizas intercaladas con calizas *grainstone*. También incluye laminaciones de lutitas y arcillitas grises.

Los afloramientos de esta formación presentan un espesor variable desde 30,00 m hasta 200,00 m en el margen derecho del río Pozuzo, entre la selva de Huánuco y Junín. Generalmente no supera los 50,00 metros en áreas específicas, aunque puede ser aún menor en zonas vecinas.

Esta formación está comprendida en el Paleoceno – Eoceno Inferior, es decir, una edad aproximada de 66 – 56 Ma en base a la presencia de carofitas encontradas en análisis.

La Formación Yahuarango marca la transición entre la Cordillera Subandina y el Llano Amazónico. Sobreyace a unidades más antiguas como las formaciones cretácicas.

4.5.2.1.7. Formación Satipo (Ne-q)

Según Chacaltana et al. (2011), la Formación Satipo está compuesta principalmente por sedimentos inconsolidados o semiconsolidados, incluyendo depósitos aluviales y coluviales. Estos depósitos pueden contener materiales como arenas, gravas y limos. Los sedimentos suelen ser poco compactados y presentan una gran variedad de tamaños de grano.

Su espesor no ha sido cuantificado, pero sus afloramientos probablemente tengas de decenas a cientos de metros en zonas de terrazas.

Esta formación está comprendida en el Neógeno – Cuaternario, es decir, una edad menor a 23 Ma.

Sobreyace a unidades más antiguas como las formaciones del Terciario inferior. Se correlaciona cronoestratigráficamente con otras formaciones similares del Neógeno – Cuaternario como la Formación Ucayali.

4.5.2.2. Depósitos Cuaternarios

4.5.2.2.1. Depósitos Aluviales Subrecientes (Holoceno)

Según Chacaltana et al. (2011), los depósitos aluviales subrecientes están compuestos por una variedad de materiales como arenas, gravas, limos y arcillas. Estos sedimentos pueden incluir conglomerados con clastos angulosos o redondeados dependiendo del origen del material.

Se han observado afloramientos con un espesor aproximado de 10,00 m, ligeramente inconsolidados.

Estos sedimentos han sido depositados en ambientes fluviales durante el Holoceno, que es el período geológico actual. Estos depósitos se forman a lo largo de los ríos y sus afluentes, y su composición varía según las condiciones locales

4.5.2.2.2. Depósitos Aluviales Recientes (Pleistoceno Superior – Holoceno)

Según Chacaltana et al. (2011), su litología está constituida principalmente por conglomerados, arenas, limos y arcillas. Los conglomerados pueden ser polimícticos, con una matriz areno limosa. Presentan estructuras internas como laminaciones cruzadas o paralelas debido a la acción fluvial.

Se han observado afloramientos con un espesor aproximado de 10,00 a 15,00 m, generalmente poco compactados o semiconsolidados.

Son importantes para entender los procesos geodinámicos actuales en regiones fluviales y su papel en la configuración del paisaje moderno. Estos depósitos continúan formándose debido a procesos erosivos y deposicionales que siguen activos.

4.5.2.2.3. Depósitos Fluviales Recientes (Holoceno)

Según Chacaltana et al. (2011), estos depósitos representan acumulaciones fluviales recientes y son importantes para entender los procesos geodinámicos actuales en regiones fluviales y su papel en la configuración del paisaje moderno.

En algunas regiones peruanas como el río Shambo y Blanco, estos depósitos alcanzan una potencia típica entre 5,00 y 30,00 m, con valores de 11,00 a 30,00 m en depósitos fluviolacustres y mínimos de 3,00 a 8,00 m en terrazas expuestas. Además, se han identificado similares depósitos a lo largo del río Uñón con clastos polimícticos redondeados. Se han identificado llanuras fluviales, con relieve plano y caracterizadas por sedimentos finos a medianos en depósitos recientes.

4.5.3. Unidades Geológicas Ígneas

4.5.3.1. Plutones de granitos y monzogranitos

Según Chacaltana et al. (2011), estos cuerpos ígneos intrusivos se forman en el interior de la corteza terrestre. Se encuentran en contacto con las secuencias del Grupo Ambo.

Los granitos y monzogranitos están compuestos principalmente por cuarzo, feldespato potásico, plagioclasa y minerales máficos como biotita y anfíbol. Los monzogranitos tienen una proporción más equilibrada entre feldespato potásico y plagioclasa que los sienogranitos. Presentan texturas hipidiomórficas de grano medio o medio grueso, algunas veces porfídicas con megacrístales de feldespato potásico dispersos. Presentan texturas hipidiomórficas de grano medio o medio grueso, en algunos casos porfídicas con megacrístales de feldespato potásico dispersos.

Estos plutones están comprendidos en el Carbonífero Inferior, es decir, con una edad aproximada de 359 – 318 Ma.

No se reportan espesores medidos, sin embargo, al tratarse de cuerpos plutones extensos, pueden alcanzar cientos de metros hasta varios kilómetros de volumen.

4.5.3.2. Plutones de granodioritas y tonalitas

Según Chacaltana et al. (2011), los plutones compuestos por estas rocas son estructuras geológicas significativas debido a su composición mineral diversificada y a su importante papel en la evolución tectónica regional.

Las granodioritas suelen estar asociadas con otras rocas plutónicas félsicas como los monzogranitos, mientras que las tonalitas pueden transitar hacia facies más básicas como diorita o hacia facies más ácidas como las granodioritas.

La composición de las rocas intrusivas granodiorítica es principalmente por cuarzo, plagioclasa (normalmente oligoclasa o andesina), feldespato potásico en menor proporción que la plagioclasa, así como la biotita y anfíbol como minerales máficos. Presentan una textura fanerítica equigranular de grano medio. Tienen un índice de color entre 5 % y 25 %, lo que indica una mayor proporción de minerales félsicos respecto a los máficos.

La composición mineral de las tonalitas está compuesta principalmente por cuarzo (> 20%), plagioclasa (oligoclasa o andesina) y feldespato alcalino menor (< 10%). Los minerales máficos incluyen biotita, piroxeno y hornblenda. Presenta textura fanerítica con grano variable desde fino hasta grueso dependiendo del emplazamiento geográfico. El color es generalmente grisáceo con tonalidades negras y blancas. El índice de color es más alto que el del granito, pero más bajo que el del gabro.

Estos plutones están comprendidos en el Carbonífero Superior, es decir, con una edad aproximada de 318 – 299 Ma.

No se reportan espesores medidos, sin embargo, al tratarse de cuerpos plutones extensos, pueden alcanzar cientos de metros a varios kilómetros de volumen.

4.5.4. Geología Local

La zona de estudio se localiza sobre depósitos fluviales de sedimentos finos de origen detrítico, los cuales han sido transportados y depositados principalmente por el río Anapati, que es un efluente del río Ene.

Estos depósitos de sedimentos finos están compuestos litológicamente por arena limosa de grano fino a medio, plasticidad baja a media, ligeramente húmedas, con tonalidades beige claro. En los sectores estudiados, estos materiales forman parte de las llanuras de inundación y planicies fluviales recientes.

Estos depósitos se encuentran sobreyacentes al Grupo Oriente en su unidad más reciente que corresponde a la Formación Agua Caliente, conformada predominantemente por areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, con colores que varían entre blanquecino a crema.

4.6. GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

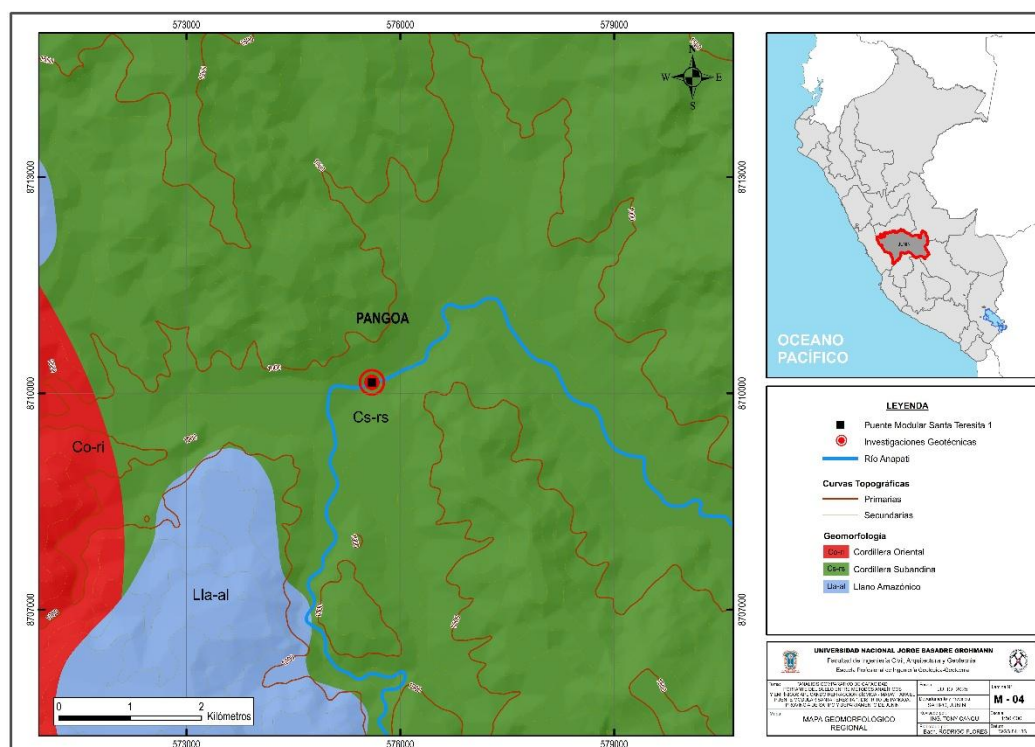
4.6.1. Introducción

La provincia de Satipo morfotectónicamente se localiza entre dos grandes bloques, la Cordillera Andina con sus dos facies diferenciadas: la Cordillera Oriental y la Cordillera Subandina; y la segunda representada por la Llanura Amazónica. El área de estudio se ubica dentro de la Llanura Amazónica. (Chacaltana et al., 2011)

La descripción de la geomorfología del distrito de Pangoa, provincia de Satipo, se obtuvo de las memorias descriptivas actualizadas del cuadrángulo 24ñ existente la plataforma *Geocatmin* y en la base de datos del Boletín N° 29 Serie D del INGEMMET. Con ello, se elaboró un plano geológico como se visualiza en la Figura 24.

Figura 24

Plano geomorfológico regional



Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocatmin*, cuadrángulo 24ñ. Para una visualización más detallada, este mapa se incluye en el anexo 5.

4.6.2. Descripción de las Unidades Morfotectónicas

De acuerdo con la ubicación geográfica y geomorfológica del área de estudio, se realiza una descripción de las unidades morfotectónicas de la provincia de Satipo.

4.6.2.1. Cordillera Oriental

Constituye una subunidad morfoestructural cuya forma principal es su geoforma montañosa discontinua, que se desplaza a nivel regional, la cual se presenta de forma abrupta y accidentada.

Su configuración morfológica comienza durante el levantamiento del bloque andino, con sucesivas transgresiones y regresiones marinas en periodos cortos. Se extiende en el sector oriental como una franja alargada relativamente continua, la cual se extiende de Sur a Norte, atravesando casi toda el área de estudio, delimitando hacia el Oeste las aguas de los ríos Perené y Ene. Su flanco oriental descende hasta la Llanura Amazónica, ubicada más hacia el Este del área investigada, después de las cordilleras San Carlos y Cerro Sal.

4.6.2.2. Cordillera Subandina: Alta Montaña

Es la zona más representativa de la región, pues se observa en toda su extensión formando extensas franjas colinosas y montañosas. Es la zona más afectada por la tectónica andina, ocurrida durante el cretáceo (Fase Peruana e Inca), la cual deformó las secuencias litológicas aflorantes.

Es una morfoestructura de forma alargada, que forma las últimas estribaciones de la Cordillera de los Andes. Albergando relieves de colinas y montañas, así como llanuras aluviales y fluviales. En esta unidad geomorfológica se localiza el área de estudio, caracterizada por una topografía irregular y contrastante, representativa de las transiciones entre los sectores montañosos y los valles interandinos. Comprende secuencias litológicas principalmente de naturaleza sedimentaria, conformadas por rocas Mesozoicas.

Esta cordillera separa las aguas del río Mantaro al Oeste y Perené, Ene y Tambo al Este. Sus grandes elevaciones en el área de estudio se encuentran en el

sector Suroeste del cuadrángulo de Satipo (5 092,00 m.s.n.m.), y en contraste desciende hacia el oriente hasta las altitudes menores de 300,00 m.s.n.m. en los valles Perené y Ene.

4.6.2.3. Llano Amazónico

Esta amplia unidad morfoestructural se representa en una pequeña parte del norte de la provincia, la cual se desarrolla al este del alineamiento montañoso subandino, caracterizado por presentar un relieve suave y ondulado, donde, en detalle, se exponen planicies fluviales, y colinas bajas. En este escenario morfoestructural, el relieve ha constituido diversas geoformas, entre las que destacan: llanuras fluviales Holocénica, llanuras no inundables, llanuras erosivas antiguas, islas y colinas erosionales.

4.6.3. Descripción de las Unidades Geomorfológicas Locales

Se han definido dos unidades geomorfológicas locales dentro del área de estudio, que a su vez están dentro del Llano Amazónico.

4.6.3.1. Terrazas Fluviales

Son antiguos niveles de valles, que han sido elevados sobre el nivel actual del río debido a procesos geológicos (movimiento tectónico) y/o cambios climáticos que alteraron la capacidad de erosión y deposición de los ríos. Estas terrazas son de gran importancia agrícola y asentamiento humano.

Se encuentran a diferentes niveles de altura por encima del cauce actual de los ríos, pudiéndose encontrar múltiples niveles de terrazas escalonadas, donde las más altas son las más antiguas.

Están compuestas por materiales fluviales (arenas, limos y gravas), depositados por acción de los ríos.

4.6.3.2. Llanuras de Inundación

Son áreas planas adyacentes a los ríos, las cual son periódicamente inundadas durante las crecidas fluviales. Para el área de estudio, el río Ene y sus fluentes son los principales modeladores de estas unidades.

Se encuentran adyacentes a los cauces de los ríos, muy a menudo a un nivel bajo o muy bajo, casi al mismo nivel que el agua en épocas de sequía o estiaje.

Están compuestas por depósitos aluviales (limo y arcilla), ricos en biomasa y alta fertilidad, debido a la constante renovación de nutrientes provenientes de las inundaciones.

4.6.3.3. Lechos de río

El lecho de un río se define como la porción del valle por donde discurren habitualmente sus aguas, comprendiendo tanto el canal que conduce el caudal ordinario como las áreas adyacentes susceptibles de inundarse durante eventos de mayor magnitud. Desde el punto de vista hidrológico y geomorfológico, constituye el espacio funcional del río, en el cual se desarrollan los procesos de transporte de sedimentos, erosión, deposición y propagación de caudales.

De acuerdo con Chacaltana (2011), la subcuenca del río Anapati presenta un relieve marcadamente escarpado en sus sectores altos y una llanura de inundación más amplia en sus tramos bajos. Estas variaciones topográficas generan un régimen hidrológico estacional, con periodos de estiaje bien definidos y avenidas asociadas principalmente a la estacionalidad pluviométrica de la Amazonía.

En función del comportamiento hidráulico del río y de la interacción entre caudal y morfología del valle, se distinguen tres tipos de lechos, descritos a continuación.

4.6.3.3.1. Lecho de estiaje

El lecho de estiaje corresponde a la porción más baja, estrecha y deprimida del cauce, ocupada únicamente durante los periodos de caudal mínimo. Representa el canal activo bajo condiciones de escorrentía reducida, generalmente asociadas a la época seca. Delimita el espacio en el cual se conserva el flujo base del río y constituye un elemento clave para la evaluación de continuidad hídrica, calidad de agua y diseño de estructuras de captación o aforo.

4.6.3.3.2. Lecho ordinario

También denominado lecho menor o cauce normal, es la porción del cauce que contiene el flujo del río bajo condiciones hidrológicas habituales o en avenidas de frecuencia media. Se encuentra delimitado por orillas claramente definidas y constituye la zona donde el río desarrolla la mayor parte de su actividad fluvial, incluyendo procesos de erosión lateral, transporte sólido y deposición. Este lecho es fundamental para la caracterización geomorfológica del cauce y para el análisis de su estabilidad frente a eventos recurrentes.

4.6.3.3.3. Lecho de máxima inundación

Corresponde a la extensión lateral del valle que es ocupada por el río durante las avenidas de mayor magnitud (crecidas anuales, plurianuales o eventos extremos). Incluye áreas que, aunque permanecen secas bajo condiciones normales, son susceptible de inundarse de manera periódica o recurrente cuando se producen caudales elevados. Este espacio hidromorfológico posee gran relevancia para la gestión del riesgo de desastres, la planificación territorial y la delimitación del dominio público hidráulico.

En la Figura 25, se muestra los diferentes tipos de lecho se representan los tres tipos de lecho fluvial mediante una sección transversal que permite visualizar la distribución espacial de cada uno dentro del área de estudio.

Figura 25

Tipos de lecho de río



Nota. Elaboración propia.

Con base a lo expuesto por Chacaltana (2011) y considerando la geomorfología descrita en el Boletín N° 29 Serie D del INGEMMET, así como los estudios hidrológicos regionales, además de la evaluación realizada en campo con apoyo del mapeo, el área de estudio presenta características propias de un lecho de máxima inundación. Esta clasificación se sustenta en la configuración morfodinámica del cauce, la presencia de orillas bien definidas, el patrón de flujo predominante y la recurrencia con la que el caudal ocupa esta franja del valle bajo condiciones hidrológicas normales o de avenidas frecuentes.

CAPÍTULO V

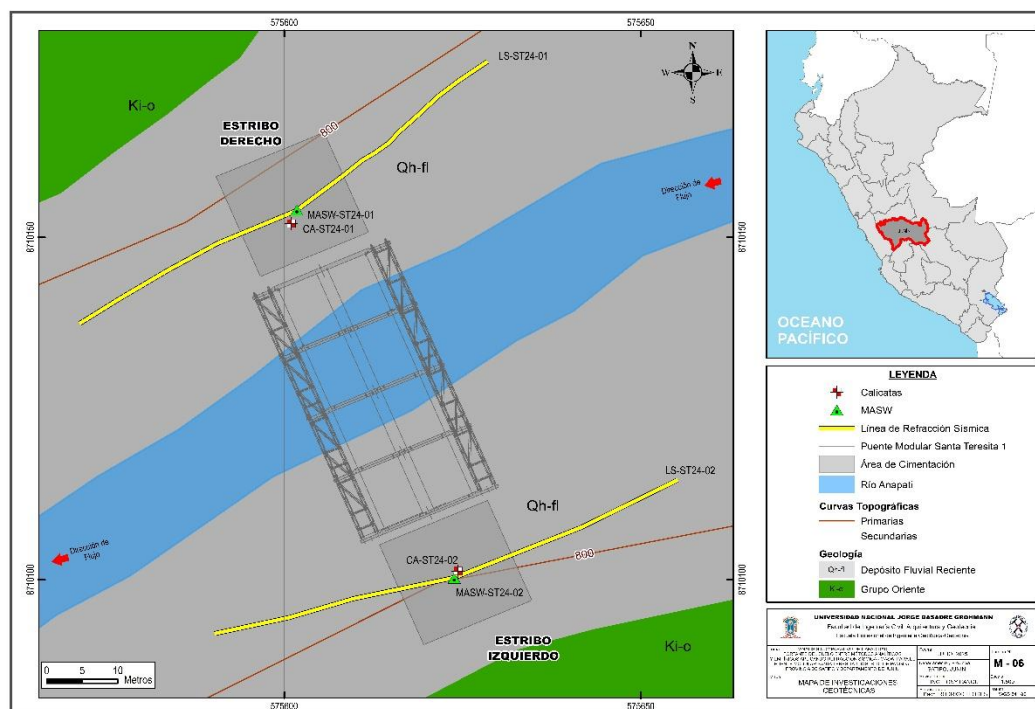
RESULTADOS

5.1. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

Para el desarrollo del presente estudio, se realizó la ejecución de un programa de investigaciones geotécnicas de campo, el cual consistió en la supervisión y registro de calicatas, mapeo geológico-geotécnico, ensayos geofísicos *in situ* y toma de muestras para ensayos de laboratorio, todos ellos dentro del área de estudio donde se emplaza el puente modular Santa Teresita 1. En la Figura 26 se muestra la ubicación de las investigaciones geotécnicas de campo ejecutadas en el presente estudio.

Figura 26

Plano investigaciones geotécnicas



Nota. Para una visualización más detallada, este mapa se incluye en el anexo 7. Elaboración propia.

5.1.1. Calicatas

La Tabla 20 presenta un resumen detallado de las calicatas ejecutadas (coordenadas de ubicación, espesor de suelo orgánico, nivel de agua, nivel de roca, nivel de cimentación y profundidad total). En los anexos 5 y 6 se presentan los registros de las calicatas ejecutadas.

Tabla 20

Resumen de calicatas ejecutadas

Calicata	Coordenadas UTM (m)		Suelo orgánico (m)	Nivel de agua (m)	Nivel de roca (m)	Profundidad total (m)	Muestra
CA-ST24-01	8 710 152,00	575 601,00	0,90	ND	ND	2,80	M-01
CA-ST24-02	8 710 100,20	575 623,83	0,20	ND	ND	2,80	-

Nota. Se excavaron dos calicatas distribuidas una en cada estribo del puente, alcanzando una profundidad de 2,80 m. Durante la ejecución de las mismas no se registró la presencia de nivel freático ni se evidenció afloramiento o contacto con material rocoso dentro del alcance explorado. Los perfiles estratigráficos obtenidos corresponden a materiales de naturaleza predominantemente granular y cohesiva. Datum WGS84. Elaboración propia.

5.1.2. Ensayos Geofísicos

A partir de los ensayos geofísicos es posible caracterizar geotécnicamente el suelo de fundación ante cargas dinámicas impuestas por los sismos o cualquier otro fenómeno.

La elección de las líneas se basó en la orientación del puente modular Santa Teresita 1 y en la accesibilidad del terreno, garantizando, así, que las mediciones cubrieran la zona de influencia de los estribos.

En la Tabla 21 se presentan las características generales de los ensayos, donde se especifican la ubicación, el código, la longitud de la línea sísmica y las coordenadas inicial y final de cada una de las líneas. En los anexos 11 y 12 se muestran los registros de domocronas.

Tabla 21

Ubicación de las líneas de refracción sísmica ejecutadas

Línea de refracción sísmica	Longitud (m)	Coordenada inicial (m)		Coordenada final (m)	
		Norte	Este	Norte	Este
LS-ST24-01	69,00	8 710 175,64	575 628,60	8 710 137,35	575 571,36
LS-ST24-02	69,00	8 710 114,27	575 655,00	8 710 092,06	575 590,47

Nota. Se ejecutaron dos líneas de refracción sísmica, distribuidas una en cada estribo del puente, con una separación entre geófonos de 3,00 m, una tasa de muestreo de 0,500 ms, longitud de registro de 2,00 s y un *stack limit* de 2,00. Datum WGS84. Elaboración propia.

En la Tabla 22 se presentan las coordenadas de los puntos centrales de los ensayos MASW. En el anexo 15 y el anexo 16 se muestran los perfiles sísmicos de las ondas S de los ensayos MASW.

Tabla 22

Ubicación de ensayos de ondas superficiales MASW ejecutados

Ensayos MASW	Longitud (m)	Coordenada (m)	
		Norte	Este
MASW-ST24-01	69,00	8 710 153,96	575 601,76
MASW-ST24-02	69,00	8 710 100,20	575 623,83

Nota. Se ejecutaron dos MASW, distribuidos una en cada estribo del puente, con una separación entre geófonos de 3,00 m, una tasa de muestreo de 2,00 ms, longitud de registro de 2,00 s y un *stack limit* de 2,00. Datum WGS84. Elaboración propia.

5.1.3. Interpretación de los Ensayos Geofísicos

5.1.3.1. Ensayos de refracción sísmica

Una vez realizado el procesamiento de la información generada en campo, se procedió a interpretar los resultados de los ensayos sísmicos para la determinación de los parámetros correspondientes.

Los perfiles Vp han alcanzado una profundidad de exploración máxima de 20,00 m. La Tabla 23 describe cada perfil de velocidad de onda Vp obtenido.

Tabla 23

Resumen de interpretación de las líneas de refracción ejecutados

Línea de refracción sísmica	Estrato sísmico	Vp (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
LS-ST24-01	1	500 – 700	0,00 – 1,00	Arena arcillosa suelta
	2	700 – 900	1,00 – 3,50	Arena limosa suelta a medianamente densa
				Arena limosa
	3	900 – 1 100	3,50 – 13,50	medianamente densa a densa
LS-ST24-02	4	1 100 – 1 600	13,50 – 20,00	Arenisca fracturada
	1	700 – 800	0,00 – 4,50	Arena limosa suelta a medianamente densa
				Arena limosa
	2	800 – 1 200	4,50 – 13,50	medianamente densa a densa
	3	1 200 – 1 600	13,50 – 20,00	Arenisca fracturada

Nota. Resumen de interpretación en cada estribo: LS-ST24-01 (estribo derecho) presenta 04 estratos, mientras que LS-ST24-02 (estribo izquierdo) presenta 03 estratos. Elaboración propia.

5.1.3.2. Ensayos de MASW

A continuación, la Tabla 24 describe cada uno de los perfiles unidimensionales de velocidad de onda Vs obtenidos.

Tabla 24

Resumen de interpretación de MASW ejecutados

Ensayo MASW	Estrato sísmico	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
MASW-ST24-01	1	250 – 260	0,00 – 1,00	Arena arcillosa suelta
	2	260 – 300	1,00 – 3,50	Arena limosa suelta a medianamente densa
	3	300 – 600	3,50 – 13,50	Arena limosa medianamente densa a densa
	4	600 – 700	13,50 – 20,00	Arenisca fracturada
MASW-ST24-02	1	230 – 300	0,00 – 4,50	Arena limosa suelta a medianamente densa
	2	300 – 600	4,50 – 13,50	Arena limosa medianamente densa a densa
	3	600 – 700	13,50 – 20,00	Arenisca fracturada

Nota. Resumen de la interpretación en cada estribo: MASW-ST24-01 (estribo derecho) presenta 04 estratos, mientras que MASW-ST24-02 (estribo izquierdo) presenta 03 estratos. Elaboración propia.

Adicionalmente, en la Tabla 25 se muestra un resumen de las velocidades de ondas de corte promedio para los primeros 30,00 m de profundidad (V_{S30}) según el IBC (2018) y la Norma Técnica E.030 (2018).

Tabla 25

Resumen de velocidades de ondas de corte promedio (V_{S30})

Línea de refracción sísmica	V_{S30} (m/s)	Tipo de suelo IBC (2015)	Tipo de suelo Norma E.030 (2018)
MASW-ST24-01	495,18	C	S2
MASW-ST24-02	472,16	C	S2

Nota. Los estratos identificados en los estribos corresponden a un suelo Tipo C (IBC) y S2 (E.030), con V_{S30} que indica rigidez media, adecuada para el diseño de cimentaciones considerando amplificación sísmica moderada Elaboración propia.

5.1.4. Ensayos de Laboratorio

Durante el desarrollo del estudio geotécnico de campo, se obtuvo una (01) muestra M-01 de la calicata CA-ST24-01, ubicada en el estribo derecho del puente modular Santa Teresita 1. Los ensayos de laboratorio se realizaron con esta muestra en el laboratorio geotécnico de la empresa ALLPA TEST S.A.C.

La relación de ensayos ejecutados se resume en la Tabla 26. En los Anexos 7, 8, 9 y 10 se presentan el resumen de los ensayos realizados en el presente estudio.

Tabla 26*Resumen de ensayos de laboratorio ejecutados*

Ensayos de Laboratorio	Norma Aplicable	Número de ensayos
Método de ensayos para determinar el contenido de humedad en suelo.	NTP 339.127 ASTM D2216	01
Método de ensayo para análisis granulométrico.	NTP 339.128 ASTM D4422	01
Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos.	NTP 339.129 ASTM D4318	01
Método para clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (SUCS).	NTP 339.134 ASTM D2487	01
Determinación de densidad – peso volumétrico de suelo cohesivo.	NTP 339.139 ASTM D854	01
Método de ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (CD).	NTP 339.164 ASTM D7181	01

Nota. Elaboración propia.**5.1.4.1. Ensayos de índices de mecánica de suelos**

Se realizaron ensayos índices y de clasificación, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, a la muestra M-01 correspondiente a la calicata CA-ST24-01, ubicada en el estribo derecho del puente modular Santa

Teresita 1. Los resultados de las propiedades índice se resumen en la Tabla 27, en términos de granulometría, límites de Atterberg y contenido de humedad.

Tabla 27

Resumen de ensayo de clasificación de suelos

Calicata	Prof. (m)	Clasificación		Granulometría			LL (%)	LP (%)	IP (%)	CH (%)
		SUCS	ASSHTO	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)				
CA-ST24-01	2,80	SM	A – 4	0,00	61,10	38,90	35,38	27,41	7,97	8,20

Nota. Resultados obtenidos en base al ensayo de análisis granulométrico y límites de Atterberg. Un IP de 7,97% indica baja plasticidad, es decir, poca tendencia a deformación. Elaboración propia.

Abreviaturas.

Prof.: Profundidad.

LL: Límite líquido.

LP: Límite plástico.

CH: Contenido de humedad.

5.1.4.2. Ensayo de contenido de humedad en un suelo

Se realizó el ensayo de determinación de contenido de humedad en la muestra M-01 correspondiente a la calicata CA-ST24-01, ubicada en el estribo derecho del puente modular Santa Teresita. Los resultados se presentan en la Tabla 28.

Tabla 28

Resumen de ensayo de contenido de humedad

Calicata	SUCS	Material	Profundidad (m)	Contenido de humedad (%)
CA-ST24-01	SM	Areno limoso	0,90 – 2,80	8,20

Nota. Suelo relativamente seco, dentro de rangos típicos para suelos cohesionados superficiales. Indicación de baja susceptibilidad a deformaciones por cambios de agua. Elaboración propia.

5.1.4.3. Ensayo de determinación de densidad – peso volumétrico

Se realizó el ensayo de determinación de la densidad en la muestra M-01 correspondiente a la calicata CA-ST24-01, ubicada en el estribo derecho del puente modular Santa Teresita 1. Los resultados se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29

Resumen de ensayo de densidad – peso volumétrico

Calicata	SUCS	Material	Profundidad (m)	Densidad (g/cm ³)	
				Húmeda	Seca
CA-ST24-01	SM	Areno limoso	0,90 – 2,80	1,47	1,36

Nota. Suelo con densidad moderada, con ligera diferencia entre densidad húmeda y seca, indicativo de baja porosidad. Elaboración propia.

5.1.4.4. Ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (CD)

En la Tabla 30 se presenta el resumen de los resultados del ensayo.

Tabla 30

Resumen de ensayo triaxial consolidado – drenado (CD)

Calicata	SUCS	Material	Profundidad (m)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de humedad (%)	Parámetros de Resistencia	
						c (kPa)	φ (°)
CA-ST24-01	SM	Areno limoso	0,90 – 2,80	1,36	8,20	19,10	33,20

Nota. Suelo con cohesión moderada (típica de suelos limosos poco plásticos) y alta resistencia al corte por fricción, indicativo de buena estabilidad y capacidad portante última. Elaboración propia.

5.2. MODELO GEOTÉCNICO

El modelo geotécnico constituye la base fundamental para la interpretación y correlación de la información obtenida mediante métodos directos e indirectos en el emplazamiento del puente Santa Teresita 1. Su elaboración permitió integrar, en un perfil único y coherente, las condiciones estratigráficas, las propiedades mecánicas y los parámetros elásticos del terreno que sustentan la evaluación de la capacidad portante última y admisible del suelo.

La construcción del modelo se desarrolló a partir de la correlación entre el mapeo geológico local y los resultados de las exploraciones geotécnicas ejecutadas, lo que incluyó la descripción de calicatas, el análisis de laboratorio de una muestra y la interpretación de ensayos geofísicos. Esta integración de fuentes permitió obtener una representación confiable del subsuelo, imprescindible para el análisis comparativo de los métodos de estimación de capacidad portante última empleados en el presente estudio.

A partir de los resultados obtenidos, la Tabla 31 presenta el resumen de las unidades geotécnicas identificadas en el área de estudio donde se emplaza el puente Santa Teresita 1.

En el Anexo 8 se presenta el modelo geotécnico desarrollado a partir de la información sintetizada en la Tabla 31, a partir de la cual se elaboró la sección A–A' que representa la distribución estratigráfica y los parámetros característicos del subsuelo en el área de estudio.

Tabla 31

Resumen de resultados para la construcción del modelo geotécnico

Ubicación	Estrato	Calicata (m)	Geofísica				SUCS	Descripción
			Vp (m/s)	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Perfil del Suelo (E.030)		
Estribo Derecho	1	0,00 – 0,90	500 – 700	250 – 260	0,00 – 1,00	S2 (suelo intermedio)	SC	Arena arcillosa suelta
	2	0,90 – 2,80	700 – 900	260 – 300	1,00 – 3,50	S2 (suelo intermedio)	SM	Arena limosa suelta a medianamente densa
	3	-	900 – 1 100	300 – 600	3,50 – 13,50	S2 (suelo intermedio)	SM	Arena limosa medianamente densa a densa
	4	-	1 100 – 1 600	600 – 700	13,50 – 20,00	S1 (roca o suelo muy rígido)	-	Arenisca fracturada
Estribo Izquierdo	1	0,00 – 0,20	-	-	-	-	SC	Arena arcillosa suelta
	2	0,20 – 2,80	700 – 800	230 – 300	0,00 – 4,50	S2 (suelo intermedio)	SM	Arena limosa suelta a medianamente densa
	3	-	800 – 1 200	300 – 600	4,50 – 13,50	S2 (suelo intermedio)	SM	Arena limosa medianamente densa a densa
	4	-	1 200 – 1 600	600 – 700	13,50 – 20,00	S1 (roca o suelo muy rígido)	-	Arenisca fracturada

Nota. La profundidad máxima alcanzada mediante las calicatas fue de 2,80 m. En el estribo izquierdo, los ensayos geofísicos no lograron definir con precisión el estrato superficial correspondiente a la arena arcillosa; sin embargo, la información obtenida en la calicata permitió complementar e integrar adecuadamente este nivel dentro del modelo geotécnico.

5.3. MÉTODO CONVENCIONAL

Para determinar la capacidad portante última y posterior capacidad admisible en el estribo derecho de la estructura proyectada, se tomaron los valores previos calculados mediante ensayos de laboratorio.

En la Tabla 32 y 33 se indica los valores utilizados para el cálculo respectivo.

Tabla 32

Dimensionamiento de zapata – Estribo Derecho

Dimensionamiento de zapata		
Descripción	Valor	Unidad
Ancho de cimentación	3,40	m
Largo de cimentación	3,40	m
Profundidad de cimentación	2,30	m

Nota. Detalles del dimensionamiento de la zapata considerada en el diseño estructural. Elaboración propia.

Tabla 33

Propiedades mecánicas – Estribo Derecho

Dimensionamiento de suelo		
Descripción	Valor	Unidad
Cohesión	19,10	kPa
Ángulo de fricción	33,20	°
Peso específico	13,34	kN/m ³

Nota. Valores de propiedades mecánicas obtenidos mediante ensayo triaxial CD. Elaboración propia.

A partir de los valores de la Tabla 33, y según lo descrito en el Capítulo 2, ítem 2.5, se calculó la sobrecarga equivalente (q), resultando un valor de 30,68

kN/m². Para el caso de los factores de capacidad de carga de Terzaghi, la Tabla 34 presenta los cálculos obtenidos al aplicar las fórmulas propuestas por el mismo para un ángulo de fricción de 33,20°, según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.5.

Tabla 34

Factores de capacidad de carga – Método de Terzaghi

Dimensionamiento de suelo	
Descripción	Calculado
Ángulo de fricción	33,20
N _c	48,96
N _q	33,04
N _γ	33,17

Nota. Los valores de factores de capacidad calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Terzaghi (1943). Elaboración propia.

Para el caso de los factores de capacidad de carga de Meyerhof, la Tabla 35 presenta los cálculos obtenidos para un ángulo de fricción de 33,20°, según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.6.

Tabla 35

Factores de capacidad de carga – Método de Meyerhof

Dimensionamiento de suelo	
Descripción	Calculado
Ángulo de fricción	33,20
N _c	39,31
N _q	26,72
N _γ	27,09

Nota. Los valores de factores de capacidad calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Meyerhof. Elaboración propia.

Para el caso de los factores de capacidad de forma y de profundidad de Meyerhof, las Tablas 36 y 37 muestran los valores obtenidos de acuerdo con las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.6.

Tabla 36

Factores de capacidad de forma – Método de Meyerhof

Descripción	Calculado
s_c	1,68
s_q	1,34
s_γ	1,34

Nota. Los valores de factores de forma calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Meyerhof. Elaboración propia.

Tabla 37

Factores de profundidad – Método de Meyerhof

Descripción	Calculado
d_c	1,25
d_q	1,13
d_γ	1,13

Nota. Los valores de factores de profundidad calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Meyerhof. Elaboración propia.

Para el caso de los factores de capacidad de carga de Vesic, la Tabla 38 presenta los cálculos obtenidos para un ángulo de fricción de 33,20°, según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.7.

Tabla 38*Factores de capacidad de carga – Método de Vesic*

Dimensionamiento de suelo	
Descripción	Calculado
Ángulo de fricción	33,20
N_c	39,31
N_q	26,72
N_γ	36,29

Nota. Los valores de factores de capacidad calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Vesic (1973) y se compararon con los resultados estimados según el mismo autor. Elaboración propia.

Para el caso de los factores de capacidad de forma y profundidad de Vesic, las Tablas 39 y 40 muestran los valores obtenidos, según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.7.

Tabla 39*Factores de capacidad de forma – Método de Vesic*

Descripción	Calculado
S_c	1,68
S_q	1,65
S_γ	0,60

Nota. Los valores de factores de forma calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Vesic. Elaboración propia.

Tabla 40*Factores de profundidad – Método de Vesic*

Descripción	Calculado
d_c	1,27
d_q	1,18
d_γ	1,00

Nota. Los valores de factores de profundidad calculados se obtuvieron mediante la aplicación de las fórmulas propuestas por Meyerhof. Elaboración propia.

La Tabla 41 muestra los resultados de capacidad portante última por métodos analíticos obtenidos según las fórmulas detalladas en el capítulo 2.

Tabla 41*Resultados de capacidad portante última por métodos analíticos*

Profundidad de cimentación (m)	Estribo Derecho		
	Método de Terzaghi (kg/cm ²)	Método de Meyerhof (kg/cm ²)	Método de Vesic (kg/cm ²)
2,30	28,87	38,21	37,72

Nota. Se comparan los resultados de la capacidad portante última obtenidos a partir de tres autores diferentes. Se observa una ligera variación en los resultados obtenidos mediante la metodología propuesta por Terzaghi. Elaboración propia.

La Tabla 42 muestra los resultados de capacidad admisible obtenidos mediante métodos empíricos, calculados según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.9. Aunque la Norma Técnica E.050 sugiere un factor de seguridad mínimo de 3,00 para cargas estáticas, en esta investigación se ha adoptado un valor de 3,50, considerando la limitada cantidad de muestras.

Tabla 42*Resultados de capacidad admisible por métodos analíticos*

Profundidad de cimentación (m)	Estribo Derecho		
	Método de Terzaghi (kg/cm ²)	Método de Meyerhof (kg/cm ²)	Método de Vesic (kg/cm ²)
2,30	8,25	10,92	10,78

Nota. Se comparan los resultados de la capacidad admisible, considerando un factor de seguridad de 3.50, obtenidos a partir de tres autores distintos. Se observa una ligera variación en los valores calculados mediante la metodología propuesta por Terzaghi. Elaboración propia.

5.4. MÉTODO GEOFÍSICO

En la Tabla 43 se detallan los valores obtenidos de Vp y Vs para los estribos derecho e izquierdo del puente modular Santa Teresita 1, para la profundidad de cimentación correspondiente.

Tabla 43

Dimensionamiento del suelo mediante valores de velocidad de onda para una profundidad de cimentación de 2,30 m

Descripción	Estribo		Unidad
	Derecho	Izquierdo	
Vp	893,12	792,32	m/s
Vs	267,42	263,05	m/s
B	3,40	3,40	m

Nota. Resumen de las velocidades de ondas P y S obtenidas en los estribos derecho e izquierdo, obtenidos a partir de ensayos de refracción sísmica (Vp) y de análisis multicanal de ondas superficiales – MASW (Vs). Elaboración propia.

La Tabla 44 muestra los resultados obtenidos a partir de la correlación entre parámetros geotécnicos y las velocidades de onda, empleando las fórmulas

detalladas en el ítem 2.17 del capítulo 2, basadas en la adaptación de Boussinesq (1885). Para la estimación de la densidad, en ambos estribos se consideró el cálculo mediante el método propuesto por Nwozor (2017), por tratarse de un estudio más reciente, basado en la fórmula de Gardner y específicamente ajustado para suelos arenosos, lo cual resulta más adecuado para la litología del área de estudio. Además, el valor obtenido mediante esta correlación se aproxima mejor a los resultados de laboratorio.

Tabla 44

Cimentación directa sobre suelo para una profundidad de cimentación de 2,30 m

Descripción	Estribo				Unidad
	Derecho		Izquierdo		
Coefficiente de Poisson (ν)	0,43		0,41		–
Densidad (ρ)	Gardner	1,69	Gardner	1,59	g/cm ³
	Nwozor	1,48	Nwozor	1,44	
Módulo de Young (E)	3 084,87		2 863,97		kg/cm ²
Módulo elástico estático (E _{estático})	1 276,22		1 172,48		kg/cm ²
Módulo secante (E _{sec})	616,97		572,79		kg/cm ²

Nota. Resumen de los valores calculados a partir de las correlaciones de Boussinesq (1885) y Serrano y Olayal (2001), considerando las velocidades de onda V_p y V_s en los estribos derecho e izquierdo. La densidad (ρ) se estimó utilizando las correlaciones de Gardner y Nwozor (2017). Elaboración propia.

La Tabla 45 muestra los resultados obtenidos a partir de la correlación entre parámetros geotécnicos y las velocidades de onda, empleando las fórmulas detalladas en el ítem 2.18 del capítulo 2, basadas en el método de Tezcan (2011). Para el caso del peso específico se consideró el cálculo mediante el método propuesto por Tezcan (2011).

Tabla 45*Cimentación directa sobre suelo para una profundidad de cimentación de 2,30 m*

Descripción	Estribo				Unidad
	Derecho		Izquierdo		
Peso específico (γ)	Tezcan	15,13	Tezcan	14,92	kN/m ³
n		3,50			-

Nota. Resumen de los valores obtenidos mediante el método de Tezcan (2011). El parámetro n representa el factor de seguridad aplicado. Elaboración propia.

La Tabla 46 muestra los resultados de capacidad portante última por métodos empíricos obtenidos según las fórmulas detalladas en el capítulo 2.

Tabla 46*Resultados de capacidad portante última por métodos empíricos*

Profundidad de cimentación (m)	Método geofísico (kg/cm ²)			
	Boussinesq		Tezcan	
	Estribo	Estribo	Estribo	Estribo
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
2,30	44,51	40,60	47,14	45,75

Nota. Comparación de los resultados de capacidad portante última. Boussinesq arroja valores más reducidos, lo que representa una estimación conservadora útil para el control y limitación de deformaciones. Tezcan arroja valores más próximos a los resultados por método analítico. Elaboración propia.

La Tabla 47 muestra los resultados de capacidad admisible obtenidos mediante métodos empíricos, calculados según las fórmulas detalladas en el capítulo 2, ítem 2.9. Aunque la Norma Técnica E.050 sugiere un factor de seguridad mínimo de 3,00 para cargas estáticas, en esta investigación se ha adoptado un valor de 3,50, considerando la limitada cantidad de muestras.

Tabla 47*Resultados de capacidad admisible por métodos empíricos*

Profundidad de cimentación (m)	Método geofísico (kg/cm ²)			
	Boussinesq		Tezcan	
	Estribo Derecho	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho	Estribo Izquierdo
	2,30	12,72	11,60	11,78
				11,44

Nota. Comparación de los resultados de capacidad admisible. Boussinesq arroja valores más reducidos, lo que representa una estimación conservadora útil para el control y limitación de deformaciones. Tezcan arroja valores más próximos a los resultados por método analítico. Elaboración propia.

A partir de las fórmulas y metodologías propuestas, se calculó la capacidad admisible para profundidades de cimentación de 1,50 m y 3,00 m, con el fin de evaluar los resultados mediante el coeficiente de correlación de Pearson, así como los errores *MSE* (Error Cuadrático Medio) y *RMSE* (Raíz del Error Cuadrático Medio), a fin de determinar el mejor método analítico y empírico más adecuado para un suelo areno limoso. El valor de la densidad correspondiente a ambas profundidades de cimentación en ambos estribos se calculó mediante el método de Nwozor (2017), mientras que el peso específico se calculó aplicando el método de Tezcan (2011).

La Tabla 48 muestra los resultados de capacidad admisible obtenidos.

Tabla 48*Resultados de capacidad admisible a 1,50 m, 2,30 m y 3,00 m*

Profundidad de cimentación (m)	Estribo Derecho			Método geofísico (kg/cm ²)			
	Método de Terzaghi (kg/cm ²)	Método de Meyerhof (kg/cm ²)	Método de Vesic (kg/cm ²)	Boussinesq		Tezcan	
				Estribo Derecho	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho	Estribo Izquierdo
1,50	7,22	9,14	8,64	11,25	10,95	11,36	11,17
2,30	8,25	10,92	10,78	12,72	11,60	11,78	11,44
3,00	9,15	12,54	12,78	15,49	12,66	13,07	12,07

Nota. Cálculo de la capacidad admisible mediante la aplicación de métodos analíticos y empíricos, considerando la variación de la profundidad de cimentación. Los resultados obtenidos se emplean para determinar los errores MSE y RMSE, así como para el análisis de correlación de Pearson mediante análisis estadístico. Elaboración propia.

Con el propósito de evaluar la consistencia y precisión de los métodos empleados, se aplicó el coeficiente de correlación de Pearson como indicador estadístico de relación lineal entre los resultados obtenidos por distintas metodologías. La Tabla 49 muestra los valores de coeficiente de correlación de Pearson correspondientes a los métodos analíticos y empíricos.

Tabla 49*Coefficiente de correlación de Pearson*

	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Bussinesq	Tezcan
Terzaghi	1,0000				
Meyerhof	0,9999	1,0000			
Vesic	0,9998	1,0000	1,0000		
Bussinesq	0,9773	0,9802	0,9815	1,0000	
Tezcan	0,9479	0,9524	0,9544	0,9939	1,0000

Nota. El coeficiente de correlación de Pearson mide la relación lineal entre dos variables, donde los extremos representan correlación perfecta negativa o positiva. Elaboración propia.

La Tabla 50 muestra los valores de MSE y $RMSE$ para los métodos analíticos y empíricos aplicados, que permiten cuantificar la desviación entre los valores estimados y los valores de referencia. De acuerdo con el resultado, se puede determinar la metodología más adecuada para un suelo areno limoso.

Tabla 50*Cálculo de MSE y RMSE*

Profundidad de cimentación (m)	Terzaghi – Boussinesq		Terzaghi – Tezcan		Meyerhof – Boussinesq		Meyerhof – Tezcan		Vesic – Boussinesq		Vesic – Tezcan	
	MSE	RMSE	MSE	RMSE	MSE	RMSE	MSE	RMSE	MSE	RMSE	MSE	RMSE
1,50	16,23	16,23	17,13	17,13	4,43	4,43	4,91	4,91	6,79	6,79	7,38	7,38
2,30	20,00	20,00	12,47	12,47	3,26	3,26	0,75	0,75	3,78	3,78	1,01	1,01
3,00	40,23	40,23	15,39	15,39	8,67	8,67	0,28	0,28	7,32	7,32	0,08	0,08
Resultado	25,49	5,05	15,00	3,87	5,45	2,34	1,98	1,41	5,96	2,44	2,82	1,68

Nota. Mientras menor sea el valor de *MSE* y *RMSE*, el error es menor, por tanto la confiabilidad en la metodología aplicada es más alta. Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La evaluación de la capacidad portante última del suelo de cimentación en los estribos derecho e izquierdo del puente modular Santa Teresita 1 se realizó integrando métodos analíticos clásicos (Terzaghi, Meyerhof y Vesic) con métodos empíricos basados en parámetros geofísicos (Boussinesq/Serrano y Olalla y Tezcan). Esta integración permitió comparar tendencias, magnitudes y coherencia de resultados, tanto en el estribo derecho —donde se contó con muestras para ensayos triaxiales— como en el estribo izquierdo —donde la estimación se fundamentó únicamente en datos geofísicos y correlaciones—.

6.1. COMPARACIÓN CON OTROS AUTORES

Al comparar los valores de capacidad portante última obtenidos en el presente estudio con los reportados por otros autores en investigaciones de naturaleza similar, se observa que las variaciones identificadas responden principalmente al tipo de suelo, la profundidad de cimentación y la metodología empleada.

En el caso particular de la arena limosa analizada para una profundidad de cimentación de 2,30 m, los métodos analíticos empleados arrojaron capacidades admisibles en el rango de 8,25 a 10,92 kg/cm², mientras que los métodos empíricos proporcionaron valores de 11,44 a 12,72 kg/cm², mostrando una consistencia entre ambas aproximaciones, pese a las diferencias metodológicas. En contraste, Ruiz y Terrones (2023), al trabajar con un suelo de grava arcillosa (GC), aplicando ensayos SPT y de corte directo, con un ángulo de fricción de 32,74° a 33,37° y cohesión nula, para profundidades de cimentación entre 2,50 y 3,00 m, y zapatas cuadradas de 1,00 hasta 3,00 m de lado, obtienen capacidades admisibles significativamente

menores (1,74–2,23 kg/cm²), lo cual es consistente con la menor rigidez y mayor compresibilidad de dichos materiales. Además, la baja profundidad de cimentación y el incremento del ancho de la zapata disminuyen aún más la capacidad admisible.

De forma similar, Huanca y Flores (2019), al trabajar sobre grava pobremente gradada (GP), mediante ensayos de corte directo, con un ángulo de fricción de 37,93° a 38,01° y cohesión de 0,11 a 0,12 kg/cm², considerando una profundidad de cimentación de 1,00 a 3,00 m y zapatas cuadradas de 2,00 m de lado, reportan capacidades admisibles entre 7,35 y 7,98 kg/cm², valores coherentes con el comportamiento mecánico de este tipo de suelo, caracterizado por alta fricción interna y una estructura granular densa, además de una rigidez moderada.

A partir de esta comparación, los resultados de este estudio se sitúan dentro de los rangos esperados para suelos de tipo SM, posicionándose por encima de los valores típicos de suelos más compresibles, de menor rigidez y densificación, lo cual se refleja en parámetros de resistencia más altos, reforzados en velocidades de onda asociadas a un comportamiento competente. Esto confirma la coherencia geotécnica de los valores obtenidos y respalda la validez de las metodologías aplicadas.

6.2. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS

En el estribo derecho, los resultados muestran que el método de Meyerhof (1963) alcanzó la mayor capacidad admisible (10,92 kg/cm²), seguido de cerca por Vesic (1973) con 10,78 kg/cm², mientras que Terzaghi (1943) presentó el valor más bajo con 8,25 kg/cm². Esta diferencia obedece a que Meyerhof y Vesic incorporan factores de corrección por carga, forma y profundidad de cimentación que incrementan los factores de capacidad (N_c , N_q y N_γ) permitiendo un cálculo más ajustado a condiciones reales, mientras que la formulación de Terzaghi es más simplificada y tiende a ser conservadora.

Estos resultados son coherentes con lo esperado: para zapatas cuadradas con dimensiones de 3,40 m de lado a una profundidad de 2,30 m, el efecto de la geometría y la profundidad de cimentación influye significativamente en la capacidad portante última, por lo que su omisión tiende a producir valores más bajos. Si bien el método de Terzaghi sí incorpora el factor de forma, no incluye factores de profundidad ni de carga, por lo que la ausencia de estos en su formulación conduce a variaciones en los resultados obtenidos respecto a otros métodos y autores.

6.3. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS EMPÍRICOS

Para los métodos empíricos, en el estribo derecho el método de Boussinesq, adaptado por Serrano y Olalla, entregó una capacidad admisible de 12,72 kg/cm², mientras que el método de Tezcan (2011) alcanzó 11,78 kg/cm². En el estribo izquierdo, los valores fueron de 11,60 kg/cm² (Boussinesq) y 11,44 kg/cm² (Tezcan).

La diferencia entre ambos métodos radica en la naturaleza de los parámetros empleados. El método de Boussinesq depende directamente del módulo de Young y la aplicación del factor de corrección para la obtención del módulo secante (E_{sec}), el cual se obtiene a partir de la reducción de módulos elásticos ($V_s \rightarrow E \rightarrow E_{sec}$). Este proceso de corrección, si bien es útil, genera valores dentro del rango de los resultados por métodos analíticos. En cambio, el método de Tezcan, basado en correlaciones directas con V_s y γ , ofrece valores más próximos a los métodos analíticos y, en consecuencia, más representativos para fines de diseño preliminar.

6.4. CONCORDANCIA Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Al analizar los resultados a tres profundidades (1,50 m, 2,30 m y 3,00 m) se obtuvieron correlaciones muy altas entre los métodos analíticos (coeficiente de

Pearson $> 0,99$), lo que confirma su coherencia interna. Asimismo, el análisis de errores cuadráticos medios (MSE y $RMSE$) mostró que el mejor ajuste corresponde al par Meyerhof – Tezcan ($MSE = 1,98$; $RMSE = 1,41$), reforzando la cercanía entre ambos métodos.

Aunque el número de datos es reducido ($n = 3$ niveles de profundidad de cimentación), los indicadores permiten identificar tendencias claras: Meyerhof y Tezcan presentan la mayor compatibilidad, mientras que Boussinesq actúa como límite conservador. Terzaghi, por su parte, constituye una aproximación simplificada que, aunque útil, subestima la capacidad respecto a las demás formulaciones.

6.5. INTERPRETACIÓN Y COHERENCIA FÍSICA

El patrón observado puede resumirse en tres aspectos principales:

- Meyerhof y Vesic ofrecen capacidades mayores, reflejando la influencia de factores de carga, geométricos y de profundidad.
- Tezcan reproduce adecuadamente el rango de los métodos analíticos, lo que valida su aplicación práctica como método empírico de referencia en zonas donde los ensayos de laboratorio son limitados.
- Boussinesq adaptado, a partir de la integración de un factor reductor o de corrección propuesto por Duncan y Chang para suelos areno limosos, entrega un resultado dentro del rango de los métodos analíticos.

En conjunto, los resultados muestran que los métodos empíricos no solo complementan los analíticos, sino que también permiten disponer de estimaciones razonables en condiciones de muestreo restringido, como ocurrió en el estribo izquierdo.

6.6. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD

Es importante señalar que la correlación estadística se obtuvo con un número reducido de datos, por lo que su interpretación debe considerarse cualitativa. Asimismo, en el estribo izquierdo no se contó con muestras para ensayos de laboratorio, lo que limitó la aplicación de métodos analíticos directos.

Respecto al factor de seguridad, se adoptó $FS = 3,50$, superior al mínimo normativo ($FS = 3,00$). Esta decisión se justifica en la limitada cantidad de ensayos disponibles y la necesidad de garantizar un margen adicional frente a incertidumbres en los parámetros de resistencia y deformación.

6.7. SÍNTESIS DE LA DISCUSIÓN

- Las variaciones de resultados responden principalmente al tipo de suelo, la profundidad de cimentación y la metodología empleada.
- Los métodos analíticos presentan coherencia interna, con Meyerhof y Vesic próximos entre sí y valores mayores que los de Terzaghi.
- El método de Boussinesq adaptado proporciona resultados cercanos a Meyerhof y Vesic, lo que indica que siguen una tendencia muy similar, generando eficiencia y confiabilidad en su aplicación.
- El método de Tezcan ofrece resultados cercanos a Meyerhof y Vesic, consolidándose como el método empírico más compatible con los analíticos.
- La integración de métodos analíticos y empíricos demuestra que es posible obtener resultados confiables incluso cuando el número de muestras es limitado.

En consecuencia, para el caso de estudio, la aproximación más adecuada para la capacidad portante última y admisible de las cimentaciones corresponde a la integración de Meyerhof (analítico) y Tezcan (empírico).

CONCLUSIONES

1. Con base en los resultados obtenidos, se cumple el objetivo y la hipótesis general de la investigación, al demostrar que la integración de métodos analíticos y empíricos permite determinar de manera eficiente, confiable y técnicamente viable la capacidad portante última del suelo de cimentación en los estribos del puente modular Santa Teresita 1, definiéndose como la metodología más adecuada la combinación Meyerhof – Tezcan, aplicable al diseño de cimentaciones en obras similares.
2. La caracterización geológica y geotécnica del suelo en los estribos del puente modular Santa Teresita 1 permitió identificar un material de tipo SM (arena limosa) con $\phi \approx 33,20^\circ$, y parámetros geotécnicos determinados mediante ensayos de laboratorio (triaxial CD) y geofísica (V_s , V_p). En el estribo derecho se obtuvo muestra que validó los parámetros, mientras que en el estribo izquierdo la caracterización se sustentó principalmente en datos sísmicos.
3. La capacidad admisible calculada con métodos analíticos, mediante los resultados obtenidos del ensayo triaxial consolidado drenado (CD), mostró valores consistentes, siendo Meyerhof (10,92 kg/cm²) y Vesic (10,78 kg/cm²) superiores a Terzaghi (8,25 kg/cm²), lo que confirma la influencia de los factores de carga, forma y profundidad incorporados en las formulaciones modernas.
4. Los métodos empíricos basados en velocidades sísmicas de onda P y S obtenidos a través de ensayos geofísicos, evidencian lo siguiente: el método de Tezcan (11,78 – 11,44 kg/cm²) entregó valores próximos a los analíticos, mientras que Boussinesq (12,72 – 11,60 kg/cm²) proporcionó resultados

dentro del rango, constituyendo una estimación válida para control de deformaciones.

5. La comparación y correlación entre los métodos mostró altos niveles de coherencia entre sí: coeficientes de Pearson superiores a 0,99 entre los analíticos, mayor correlación lineal entre Boussinesq y los analíticos ($\approx 0,98$) y aunque Tezcan exhibe correlaciones ligeramente superiores, presenta el menor error cuadrático medio en el par Meyerhof – Tezcan ($MSE = 1,98$; $RMSE = 1,41$), lo que evidencia una mayor compatibilidad en términos de magnitud de resultados.
6. El análisis permitió identificar que la metodología más confiable para el diseño corresponde a la combinación de Meyerhof (analítico) y Tezcan (empírico), debido a que ambos métodos presentan tendencias similares y estimaciones numéricamente cercanas, lo cual se evidencia en la alta correlación y en los menores valores de MSE y RMSE obtenidos.
7. El factor de seguridad adoptado ($FS = 3,50$) se justifica en el limitado número de muestras y la necesidad de garantizar un mayor margen de seguridad estructural frente a incertidumbres.

RECOMENDACIONES

1. Integración de métodos: Para futuros proyectos de cimentaciones en puentes y obras similares, se recomienda emplear la integración de métodos analíticos y geofísicos empíricos, siguiendo la estrategia comparativa Meyerhof – Tezcan, validada en esta investigación.
2. Ensayos de laboratorio complementarios: En estudios posteriores se sugiere ampliar el número de muestras para ensayos triaxiales y de corte directo, con el fin de validar y complementar los resultados derivados de la exploración geofísica, especialmente en zonas con heterogeneidad lateral marcada.
3. Monitoreo de parámetros elásticos: En investigaciones futuras, se recomienda realizar campañas sísmicas repetitivas (refracción y MASW) en diferentes épocas del año, para evaluar la influencia de variaciones estacionales de humedad en los parámetros elásticos del suelo.
4. Criterios de factores de seguridad: Para proyectos en suelos ribereños o de alta variabilidad, se sugiere emplear factores de seguridad $\geq 3,50$, tal como se justificó en este estudio, ajustando posteriormente según la calidad y representatividad de los datos obtenidos.
5. Uso de métodos como cota de control: Los resultados obtenidos por Meyerhof – Tezcan pueden servir de base principal para el diseño.
6. Replicación de la metodología: Se recomienda aplicar este enfoque integrado en otros proyectos de infraestructura regional (puentes, obras

hidráulicas, edificaciones), con el objetivo de validar la robustez de las correlaciones encontradas y construir una base de datos regional.

7. Aporte académico y científico: Para investigaciones futuras, se sugiere continuar explorando la relación entre parámetros dinámicos y estáticos (p. ej. módulo de Young dinámico vs. secante), a fin de refinar factores de correlación y ampliar la confiabilidad de los métodos geofísicos aplicados a la mecánica de suelos.
8. Se recomienda que la ubicación de los estribos de los puentes se establezca fuera del lecho de máxima inundación, a fin de minimizar el riesgo de erosión, socavación o colapso estructural asociado al aumento del caudal del río por efecto de lluvias intensas u otros fenómenos hidrometeorológicos. La selección de estas zonas seguras debe fundamentarse en estudios hidrológicos y geotécnicos actualizados, que permitan definir niveles máximos de crecida, márgenes de seguridad y medidas complementarias de protección, garantizando así la estabilidad y durabilidad de la infraestructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aki, K., & Richards, P. (2002). *Quantitative Seismology*. Columbia, USA: University Science Books.
- Arce, J. (1990). *La Geofísica Aplicada a la Microzonificación - Métodos*. Lima, Perú: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
- Avilés, J., & Barzallo, B. (2016). *Caracterización de suelos del centro histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos*. Cuenca, Ecuador.
- Bernal, J., & Limay, L. (2022). *Evaluación mediante Método Geofísico para determinar Capacidad Portante en Roca para Cimentación de Reservorio, A. H. Vista Alegre - Villa María del Triunfo*. Lima, Perú.
- Braja, D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México D.F., México: CENGAGE Learning.
- Campos, J., & Guardia, G. (2005). *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura mecánica de suelos mediante problemas resueltos*. Cochabamba, Bolivia.
- Cárdenas, P. (2019). *Caracterización Geotécnica de la formación Magán, mediante métodos Geofísicos*. Colombia.
- Castro, W. (2010). *Geología, informe temático. Proyecto Zonificación Ecológica y Económica del departamento de Amazonas, convenio entre el IIAP y el Gobierno Regional de Amazonas. Iquitos - Perú*. Amazonas, Perú: Instituto de Investigaciones de la Amazonía Peruana.

- Chacaltana, C., Carlotto, V., Valdivia, W., Acosta, H., Peña, D., Rodríguez, R., & Jaimes, F. (2011). *Estudio geológico de la cuenca Ene, sectores centro y sur - [Boletín D 29]*. Lima, Perú: INGEMMET.
- Chelotti, L., Acosta, N., & Foster, M. (2009). *La biblia de la Geofísica*. México.
- Chiossi, N. (1582). *Geología aplicada a Ingeniería*. Sao Paulo, Brasil.
- Claros, R., & Meruvia, P. (2004). *Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de Puente*. Bolivia.
- Coduto, D. (1999). *Geotechnical Engineering*. Reino Unido: Prentice-Hall, Inc.
- Correia, N. (2015). *Obtención del perfil de Velocidad de Onda de Corte mediante Método MASW y comparación con Ensayo tipo Downhole en Estaciones simológicas de Zona Central*. Chile.
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- Curvich, J. (1975). *Correlación Velocidad de ondas P y Tipo de suelo*. Reino Unido.
- Delgado, H., & Ramos, F. (2021). *Comparación entre los métodos geofísico y convencional para calcular la capacidad portante en la ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra*. Lima, Perú.
- Duncan, J., & Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Duque, G., & Escobar, C. (2002). *Mecánica de suelos*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

- Gardner, G., Gardner, W., & Gregory, A. (1974). Formation velocity and density-the diagnostic basics for stratigraphic traps. *Geophysics*, 770–780. doi:10.1190/1.1440465
- González, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Education.
- Greenberg, M., & Castagna, J. (1992). Shear-Wave Velocity Estimation in Porous Rocks: Theoretical Formulation, Preliminary Verification and Applications. *Geophysical Prospecting*, 195-209. doi:10.1111/j.1365-2478.1992.tb00371.x
- Hamilton, E. (1978). *Sound velocity-density relations in sea-floor sediments and rocks*. Reino Unido: JASA.
- Hardin, B., & Drnevich, V. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. doi:10.1061/JSFEAQ.0001756
- Hasancebi, N., & Ulusay, R. (2007). Empirical correlation between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessment. *Bull Eng Geol Environ*, 203–213. doi:10.1007/s10064-006-0063-0
- Hoeg, K. (1968). Static modulus of deformation of soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*.
- Huanca, B., & Flores, R. (2019). *Estudio Geotécnico y Geofísico con Fines de Cimentación para Tres Asociaciones de Vivienda en la Ciudad de Tacna*. Tacna, Perú.
- Humire, F. (2013). *Aplicación de métodos geofísicos basados en ondas superficiales para la caracterización sísmica de suelos: aplicación a la microzonificación sísmica del norte y poniente de Santiago*. Santiago, Chile.

IBC. (2018). *International Building Code*. ICC.

Jaimes, J. (2011). Métodos Geofísicos aplicados a la caracterización de Suelos. *Univesidad Industrial de Santander*.

Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa S.A.

Keceli, A. (2000). Bearing capacity determination by seismic methods (in Turkish). *Geophysical Journal, Ankara, Turkiye*.

Keceli, A. (2009). *UCTEA Chamber of Geophysical Engineers (in Turkish)*. Applied Geophysics, Ankara, Turkiye.

Khan, K., Khan, S., & Shakeel, M. (2010). Correlation between static and dynamic moduli of elasticity for soils and rocks. *Geotechnical and Geological Engineering*, 329–337.

Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc.

Kumbhojkar, A. (1993). Numerical evaluation of Therzaghi's $N\gamma$. *J Geotech Eng Div ASCE*, 598-607.

Lambe, W., & Whitman, R. (1991). *Mecánica de Suelos*. Limusa.

Lazcano, S. (2007). Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie. *Academia de Ingeniería de México*.

Lopez, G., & Israel, L. (2005). Métodos de Investigación del Subsuelo. *Universidad del Salvador*.

Martínez, E. (2003). Manual de Mecánica de Suelos I. *Universidad Nacional Mayor de San Marcos*.

Mavko, G., Mukerji, T., & Dvorkin, J. (2009). *The Rock Physics Handbook*. Cambridge University Press.

Milsom, J. (2003). Field Geophysics. *Wiley Editorial*. doi:10.1002/ARP.226

Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2002). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional*. Abya-Yala/UPS.

Norma Técnica E.030. (2018). *Diseño Sismorresistente*. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Norma Técnica E.050. (2018). *Suelos y Cimentaciones*. Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Nwozor, K., Onuorah, L., Onyekuru, S., & Egbuachor, C. (2017). Calibration of Gardner coefficient for density–velocity relationships of tertiary sediments in Niger Delta Basin. *JPET*, 627-635. doi:10.1007/s13202-017-0313-7

Park, C., Miller, R., & Xia, J. (1999). Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW). *Geophysics*. doi:10.1190/1.1444590

Park, C., Miller, R., Xia, J., & Ivanov, J. (2002). Multichannel analysis of surface waves (MASW)—active and passive methods. *The Leading Edge*, 60–66. doi:10.1190/1.1452601

Rico, A., & Del Castillo, H. (1582). *La Ingeniería de Suelos*. Limusa.

Rodríguez, J., González, L., & Ayala, F. (1980). *Manual de Ingeniería Geológica*. Instituto Tecnológico GeoMinero de España.

- Ruiz, F., & Terrones, J. (2023). Análisis de la capacidad portante mediante el ensayo de Prueba de Penetración Estándar en la zona de Baños del Inca, Cajamarca. *Universidad Privada del Norte*.
- Santamarina, J., Klein, K., & Fam, M. (2001). *Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*. Wiley.
- Schulze, W., & Simmer, K. (1970). *Cimentaciones*. Madrid: Blume.
- Serrano, A., & Olalla, C. (2001). *Cálculo de cimentaciones superficiales en roca*. Ingeopres.
- Sheriff, R., & Geldart, L. (1995). *Exploration Seismology*. Cambridge University Press.
- Tapias, J., & Pinzón, A. (2014). *Pre diseño para un modelo de puente peatonal en intercepciones viales aplicadas a calzadas de alto flujo vehicular*.
- Telford, W., Geldart, L., & Sheriff, R. (1990). *Applied Geophysics*. Cambridge University Press.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- Tezcan, S. (2011). Allowable bearing pressure in soils and rocks through seismic wave velocities. *Civil Engineering, Bogazici University, Turkey*. doi:10.1007/s314376320
- Trujillo, M. (2018). *Correlación Empírica entre la Velocidad de Propagación de las ondas S (Vs) y el Resultado del Ensayo de Resistencia a la Penetración*

Estándar, aplicado a los Suelos Departamento de Huila, Putumayo y Casanare - Colombia.

Vesic, A. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.*

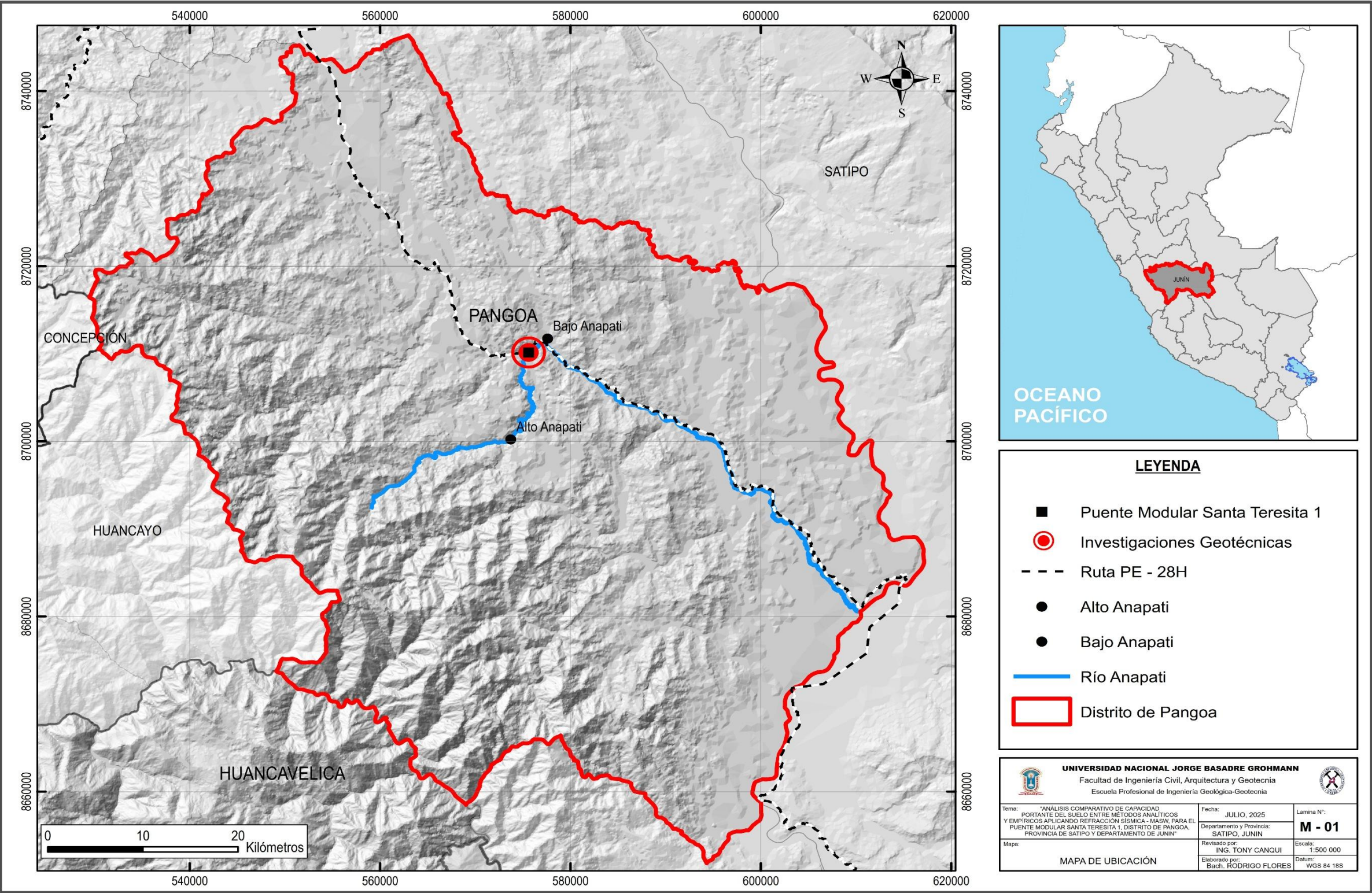
ANEXOS

Anexo 1. Matriz de Consistencia

Definición del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables e Indicadores	Metodología
Problema General	Objetivos General	Hipótesis General	Variable Independiente: Tipo de método de estimación geotécnica aplicado. - Método analítico. - Método empírico. <i>Indicadores</i> - Método analítico: Ensayo triaxial y teorías de Terzaghi, Meyerhof y Vesic. - Método empírico: Velocidad de onda P y S, módulos elásticos.	Tipo de Investigación: Aplicada, con un enfoque cuantitativo. Diseño: No experimental, transversal y comparativo.
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas	Variable Dependiente: Capacidad portante estimada del suelo. <i>Indicadores</i> - Capacidad portante última del suelo (kg/cm ²). - Capacidad admisible del suelo (kg/cm ²).	Población y Muestra Población: Suelo existente en el distrito de Pangoa. Muestra: Suelo muestreado y ensayado en laboratorio y en
¿Es posible demostrar la eficiencia, confiabilidad y viabilidad técnica de los métodos analíticos (ensayo triaxial) y empíricos (refracción sísmica y MASW) en la determinación de la capacidad portante última del suelo en los estribos del puente modular Santa Teresita 1, emplazado sobre el río Anapati, a fin de establecer su correlación y validar su aplicabilidad en el diseño de cimentaciones para proyectos de infraestructura en contextos geológicos similares?	Demostrar la eficiencia, confiabilidad y viabilidad técnica de los métodos analíticos (ensayo triaxial) y empíricos (refracción sísmica y MASW) en la determinación de la capacidad portante última del suelo en los estribos del puente modular Santa Teresita 1, emplazado sobre el río Anapati, a fin de establecer su correlación y validar su aplicabilidad en el diseño de cimentaciones para proyectos de infraestructura en contextos geológicos similares.	La aplicación de métodos analíticos, basados en ensayos triaxiales (CD), y los métodos empíricos, basados en ensayos de refracción sísmica y MASW, permitirán estimar con precisión valores de capacidad portante última para un suelo areno limoso en el emplazamiento de los estribos del puente modular Santa Teresita 1, distrito de Pangoa, Satipo, Junín, técnicamente consistentes y comparables entre sí, lo que demostrará su eficiencia, confiabilidad y viabilidad para el diseño de cimentaciones en proyectos de infraestructura desarrollados en contextos geológicos similares.		
¿Es posible realizar la caracterización geológica y geotécnica del suelo en el área de influencia del puente? ¿Se podrá calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en el estribo derecho del puente mediante el método analítico, utilizando parámetros obtenidos del ensayo	Realizar la caracterización geológica y geotécnica del suelo en el área de influencia del puente. Calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en el estribo derecho del puente mediante el método analítico, utilizando parámetros obtenidos del ensayo triaxial consolidado drenado (CD).	La caracterización geológica y geotécnica del área de influencia permitirá identificar un perfil estratigráfico cuyos parámetros físico – mecánicos servirán como base para el análisis de capacidad portante última mediante métodos analíticos y empíricos. Los parámetros de resistencia obtenidos del ensayo triaxial consolidado drenado (CD) permitirán estimar la capacidad portante última y admisible del suelo del		

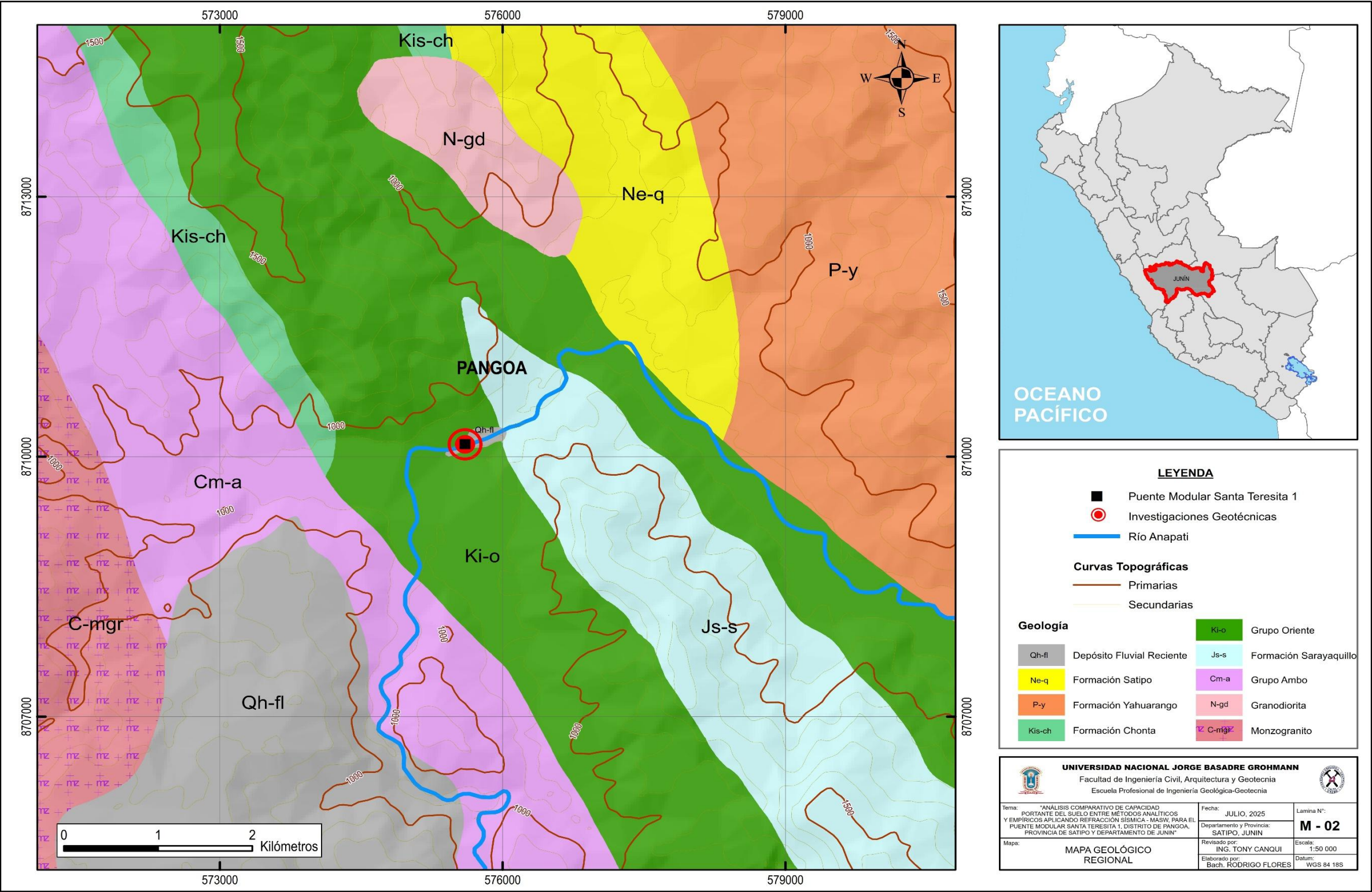
triaxial consolidado drenado (CD)? ¿Es posible determinar los parámetros elásticos del subsuelo a partir de los resultados obtenidos mediante los métodos de refracción sísmica y MASW? ¿Se podrá calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en ambos estribos del puente mediante métodos empíricos, a partir de velocidades sísmicas (ondas P y S) y correlaciones con módulos elásticos? ¿Se podrá comparar los resultados obtenidos por ambos enfoques (analítico y empírico) y analizar su aplicabilidad técnica y económica en proyectos de infraestructura similares?	Determinar los parámetros elásticos del subsuelo a partir de los resultados obtenidos mediante los métodos de refracción sísmica y MASW. Calcular la capacidad portante última y capacidad admisible del suelo en ambos estribos del puente mediante métodos empíricos, a partir de velocidades sísmicas (ondas P y S) y correlaciones con módulos elásticos. Comparar los resultados obtenidos por ambos enfoques (analítico y empírico) y analizar su aplicabilidad técnica y económica en proyectos de infraestructura similares.	estribo derecho con un nivel de precisión adecuado para el diseño de cimentaciones superficiales. Las velocidades sísmicas de ondas P y S obtenidas mediante refracción sísmica y MASW permitirán determinar parámetros elásticos del subsuelo que posibiliten la estimación confiable de su capacidad portante última mediante correlaciones empíricas. La estimación de la capacidad portante última y admisible mediante métodos empíricos, basados en velocidades sísmicas y correlaciones con parámetros elásticos, proporcionará valores coherentes con los obtenidos mediante el método analítico, manteniendo diferencias dentro de rangos aceptables. La comparación entre los resultados obtenidos mediante métodos analíticos y empíricos mostrará correlación significativa, demostrando que ambos métodos son técnica y económicamente viables para su aplicación en proyectos de infraestructura emplazados en contextos geológicas similares.	campo mediante métodos geofísicos.
---	---	--	---

Anexo 2. Plano de ubicación



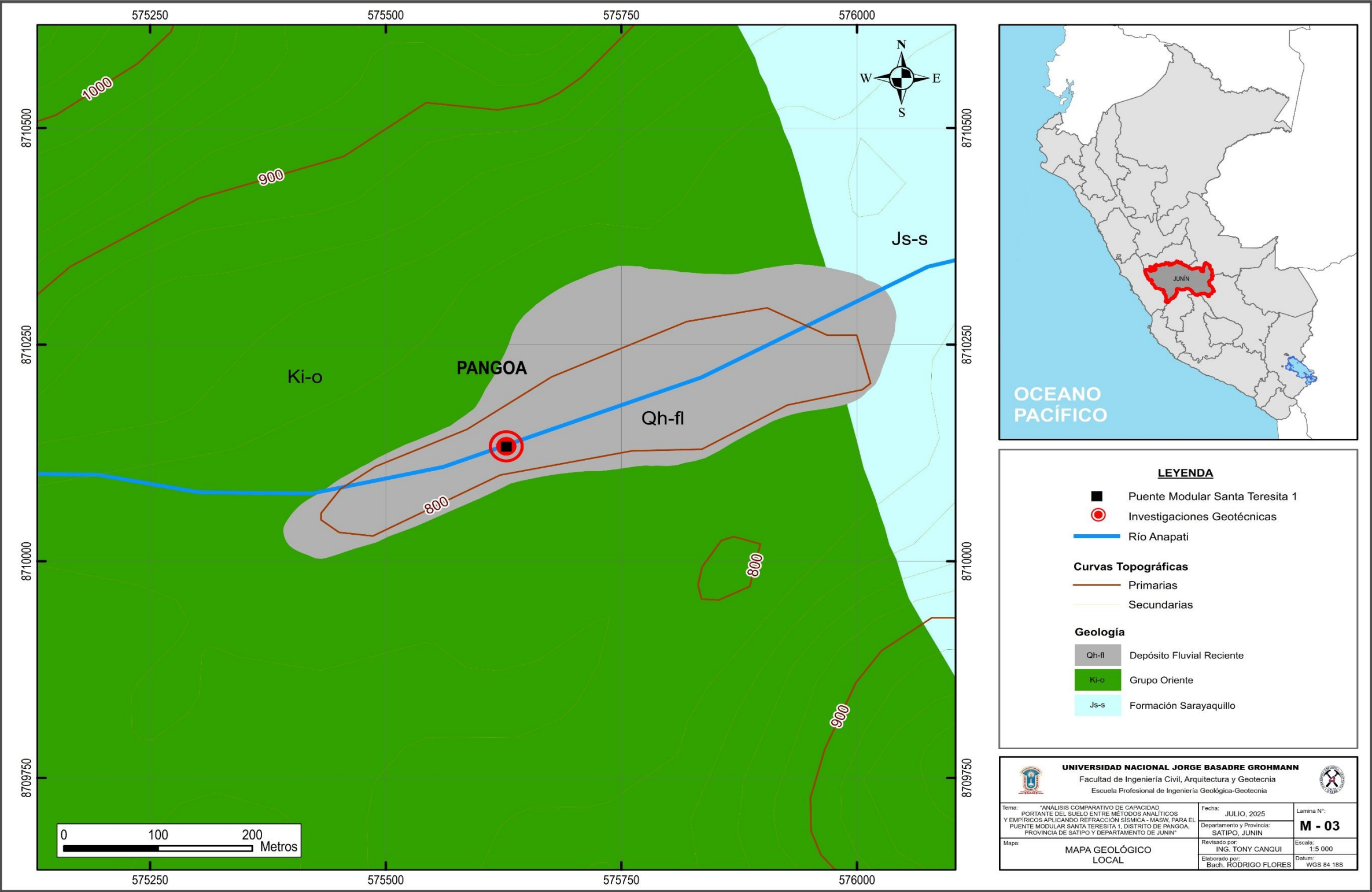
Nota: Elaboración propia.

Anexo 3. Plano geológico regional



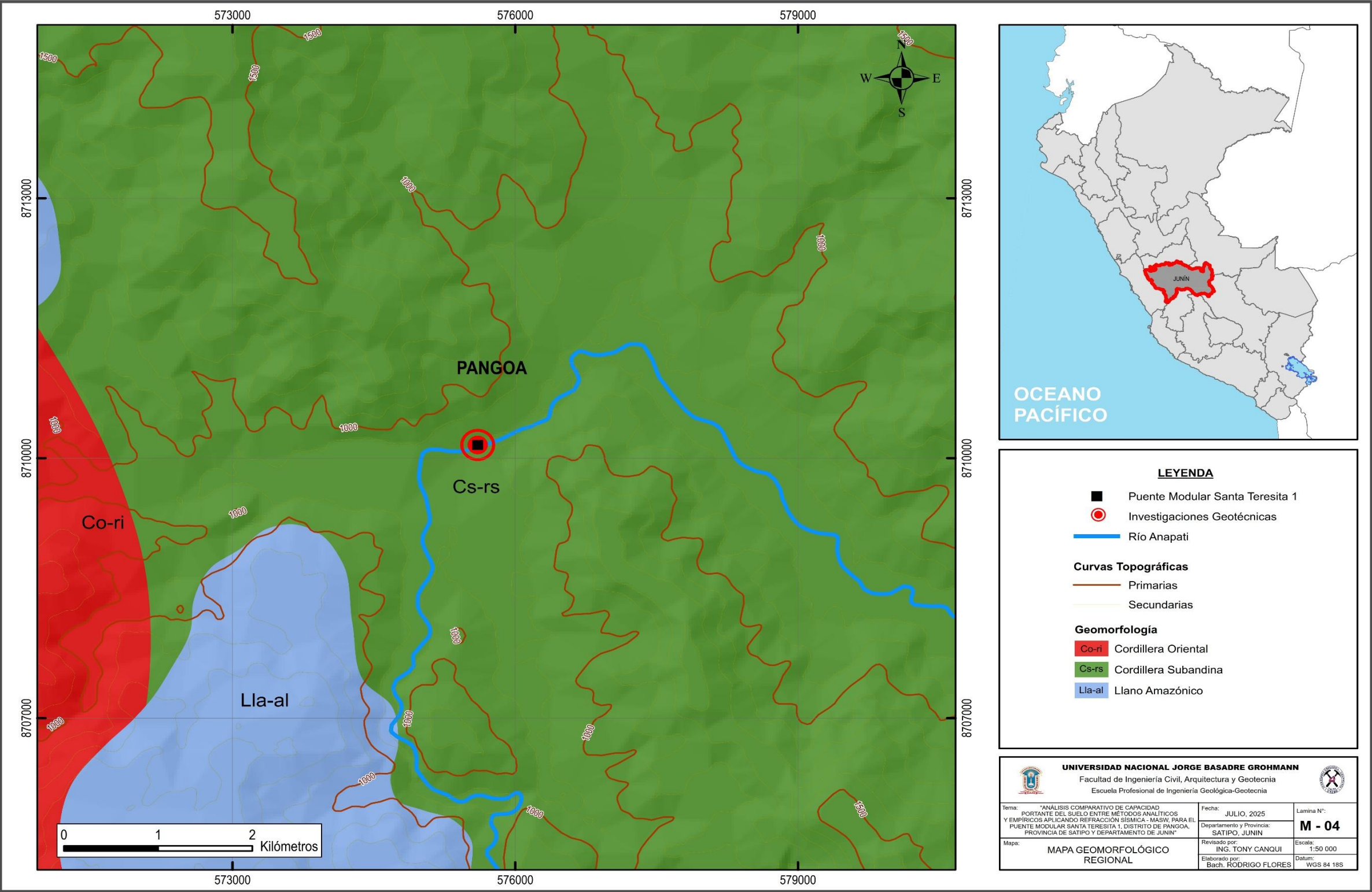
Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocamin*, cuadrángulo 24ñ. Elaboración propia.

Anexo 4. Plano geológico local



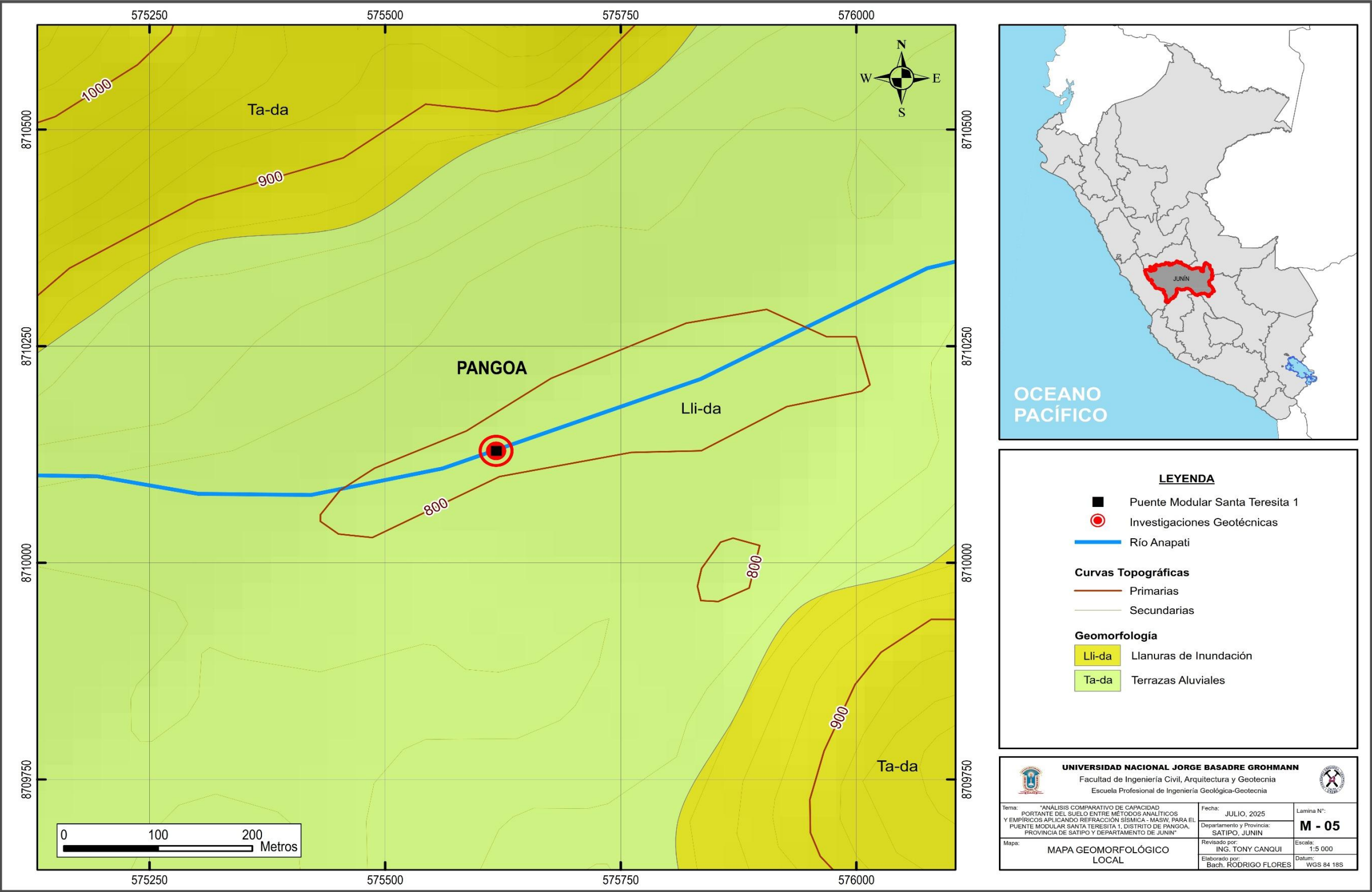
Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocamin*, cuadrángulo 24ñ. Elaboración propia.

Anexo 5. Plano geomorfológico regional



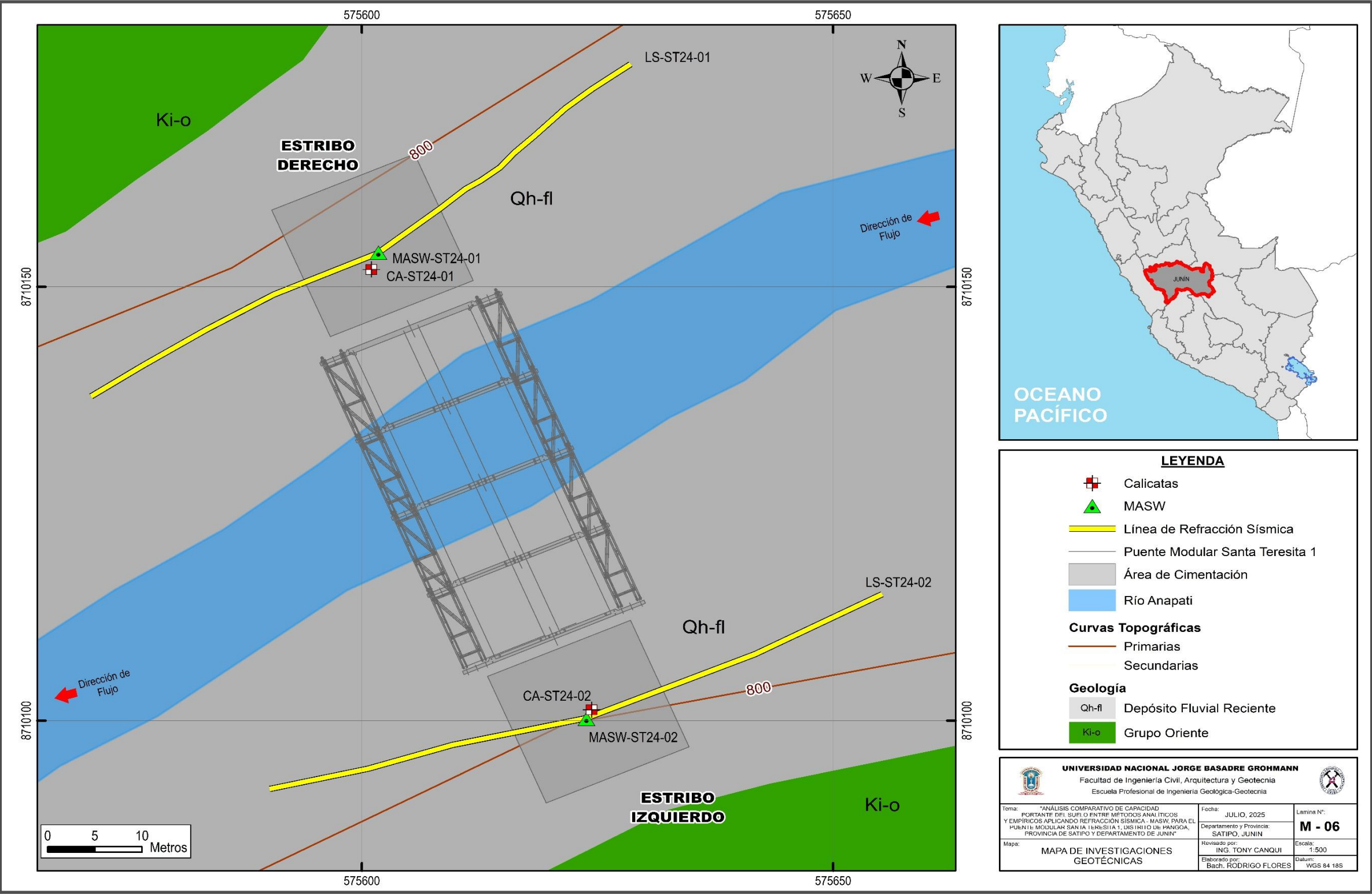
Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocamin*, cuadrángulo 24ñ. Elaboración propia.

Anexo 6. Plano geomorfológico local



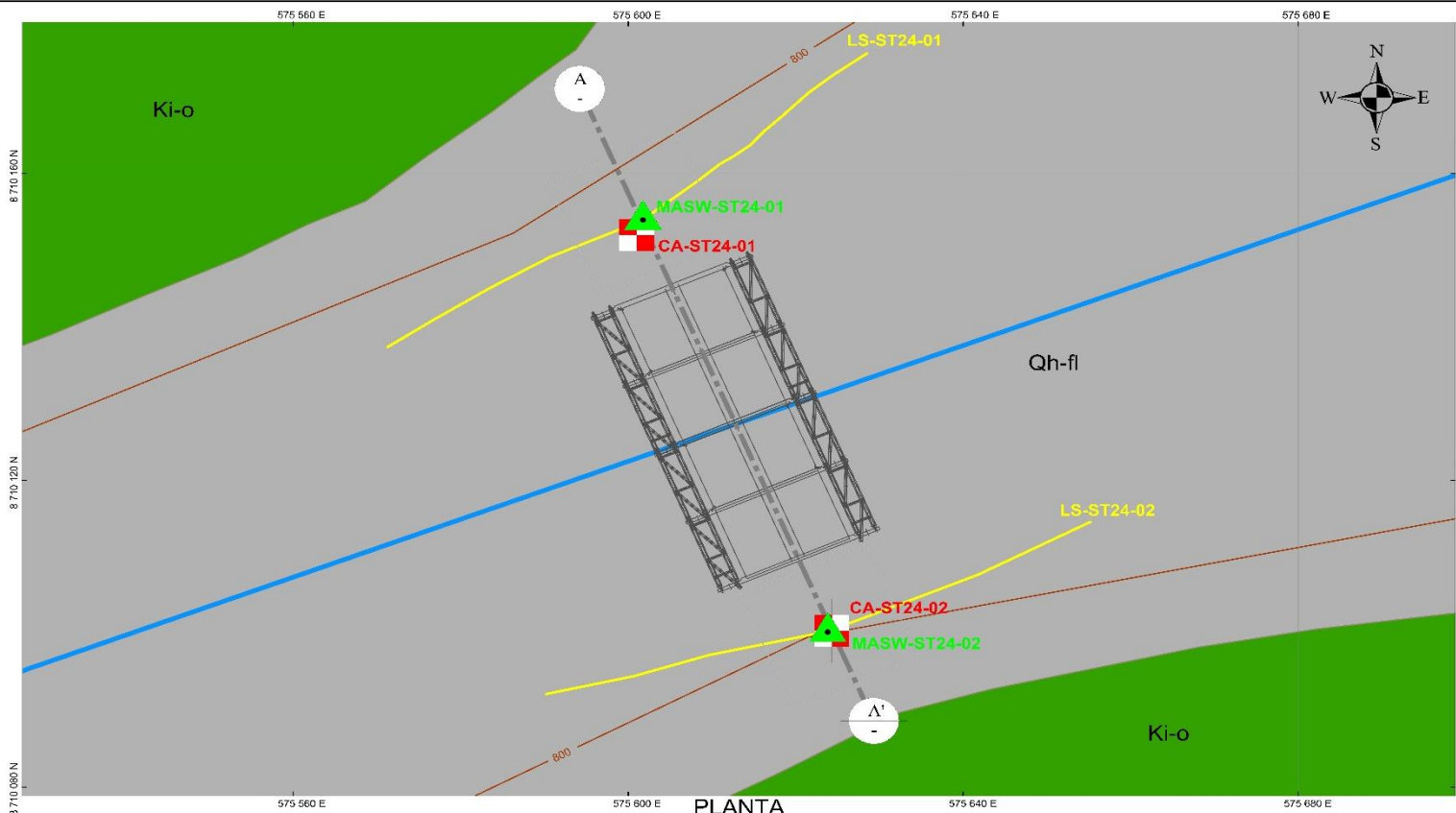
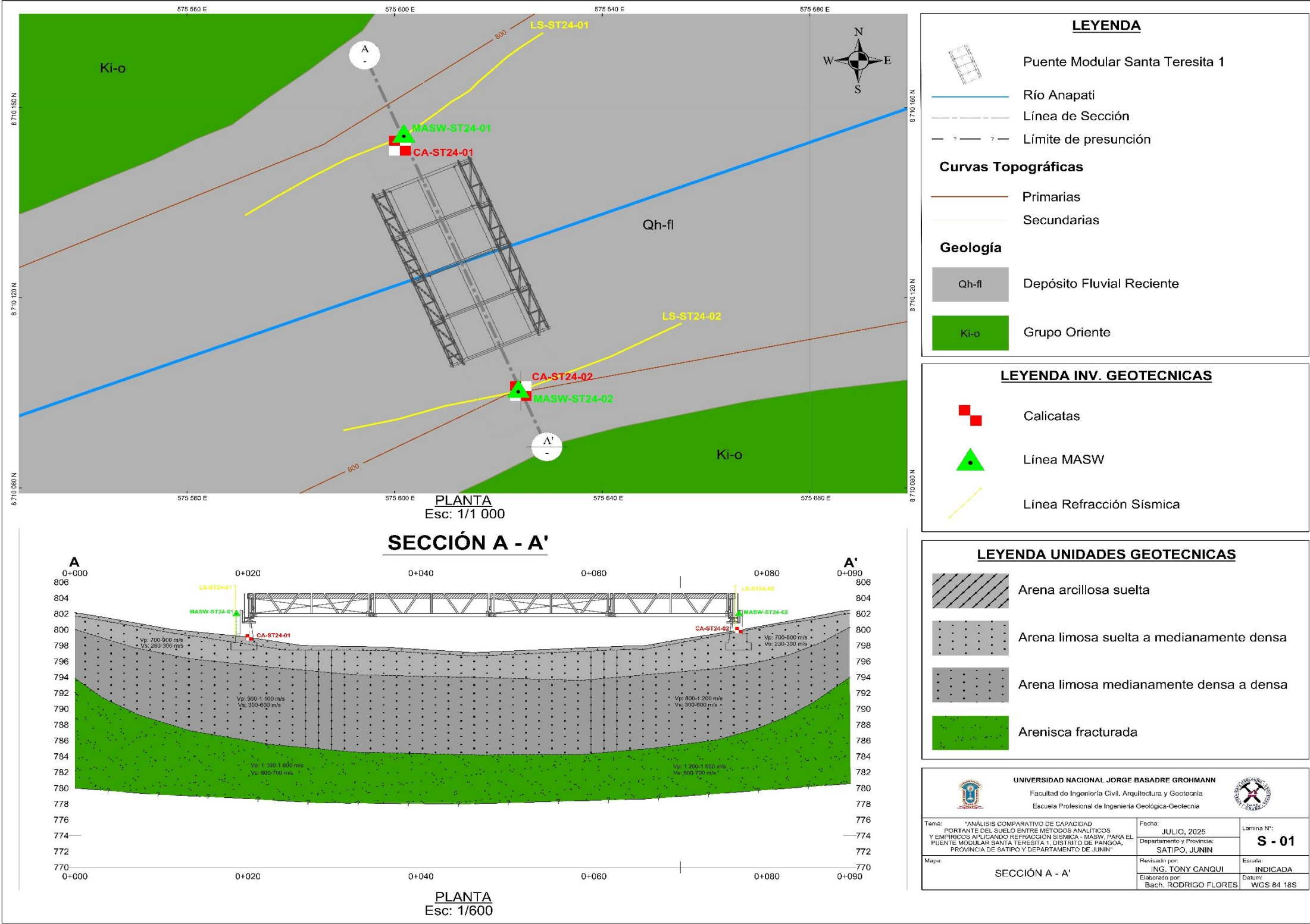
Nota. Elaborado a partir de información disponible en la plataforma *Geocamin*, cuadrángulo 24ñ. Elaboración propia.

Anexo 7. Plano de investigaciones geotécnicas



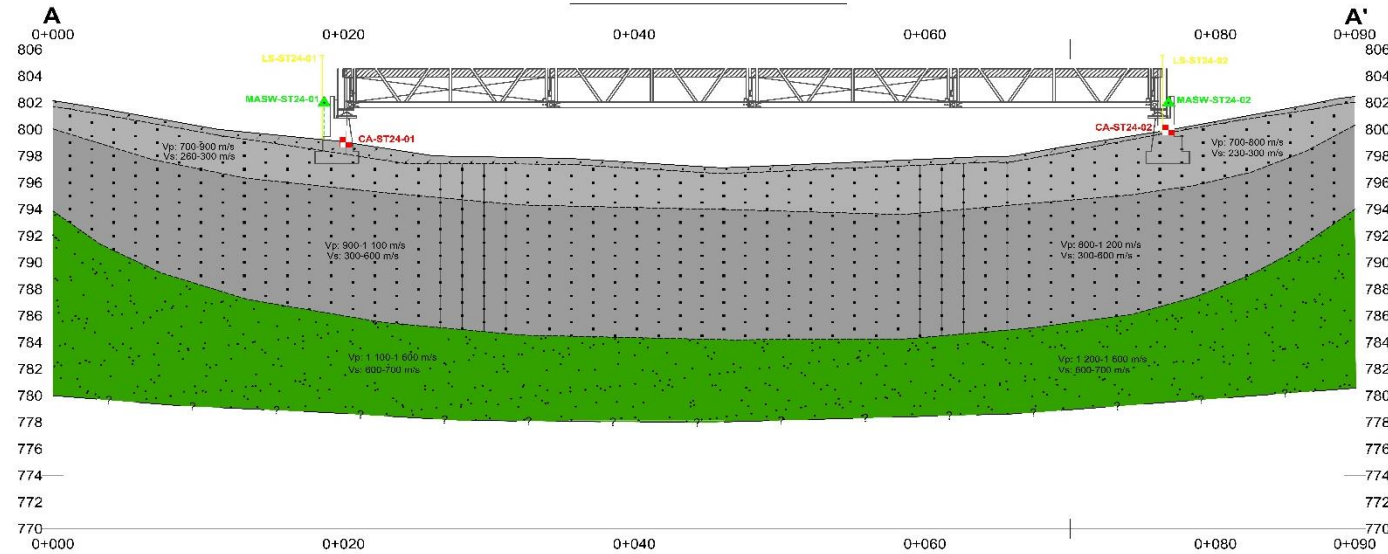
Nota. Elaboración propia.

Anexo 8. Modelo geotécnico



PLANTA
Esc: 1/1 000

SECCIÓN A - A'



PLANTA
Esc: 1/600

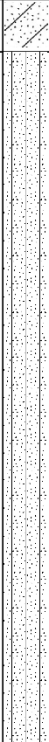
Nota. Elaboración propia.

Anexo 9. *Calicata CA-ST24-01 Estribo Derecho puente modular Santa Teresita I*

			Ubicación : Puente Modular Santa Teresita 1		CALICATA CA-ST24-01	
Proyecto: Análisis comparativo de capacidad portante del suelo entre métodos analíticos y empíricos aplicando refracción sísmica - MASW, para el puente modular Santa Teresita 1			Fecha de inicio : 15/07/2024 Fecha de término : 15/07/2024 Tipo de excavación : Mecánico Tipo de equipo : CAT-420E Dimensión de excavación : 2.00 x 3.00 m Registrado por : M.F.M. Condición superficial : Pendiente suave		Sistema de coordenadas : WGS84 Norte : 8 710 152.00 Este : 575 601.00 Elevación (m.s.n.m.) : 800.00 Nivel freático (m) : No encontrado Prof. calicata (m) : 2,80	
Profundidad (m)	SUCS	Gráfico	Condición de la muestra		Muestra	Código muestra
			 Disturbada  En bloque			
			Descripción		Comentarios	
0	SC		Arena arcillosa, plasticidad baja a media, blanda, ligeramente húmedo, color beige, estructura homogénea. Grava = 0.00 %. Arena = 75.00 %. Finos = 25.00 %.		S/M	Suelo aluvial/orgánico. Suelo orgánico con presencia de raíces.
1	SM		Arena limosa, plasticidad nula a baja, suelta a medianamente densa, seca a ligeramente húmeda, color beige, estructura estratificada. Grava = 0.00 %. Arena = 60.00 %. Finos = 40.00 %.			M-1
3						

Nota. Elaboración propia.

Anexo 10. Calicata CA-ST24-02 Estribo Izquierdo puente modular Santa Teresita 1

			Ubicación : Puente Modular Santa Teresita 1		CALICATA CA-ST24-02 Página 1 de 1		
			Fecha de inicio : 15/07/2024 Fecha de término : 15/07/2024 Tipo de excavación : Mecánico Tipo de equipo : CAT-420E Dimensión de excavación : 2.00 x 3.00 m Registrado por : M.T.M. Condición superficial : Pendiente suave				
Proyecto: Análisis comparativo de capacidad portante del suelo entre métodos analíticos y empíricos aplicando refracción sísmica - MASW, para el puente modular Santa Teresita 1					Sistema de coordenadas : WGS84 Norte : 8 710 152.20 Este : 575 601.83 Elevación (m.s.n.m.) : 800.00 Nivel freático (m) : No encontrado Prof. calicata (m) : 2.80		
Profundidad (m)	SUCS	Gráfico	Condición de la muestra  Disturbada  En bloque		Muestra	Código muestra	Comentarios
			Descripción				
0	SC		Arena arcillosa, plasticidad baja a media, blanda, ligeramente húmedo, color beige, estructura homogénea. Grava – 0.00 %. Arena – 75.00 %. Finos – 25.00 %..		S/M		Suelo aluvial. Suelo orgánico con presencia de raíces. Suelo arenoso limoso.
1							
2	SM		Arena limosa, plasticidad nula a baja, suelta a medianamente densa, seca a ligeramente húmeda, color beige, estructura estratificada. Grava – 0.00 %. Arena – 60.00 %. Finos – 40.00 %.				
3							

Nota. Elaboración propia.

Anexo 11. Ensayo de análisis granulométrico

		INFORME DE ENSAYO ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN		Código : AT24-LEM-PE001-A Revisión : Versión 1 Fecha : 2/01/2024 Página : 1 de 1
PROYECTO :	ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN			N° De Informe : AT24-LEM-61-A-1 Código de Proyecto : AT24-LEM61
SOLICITANTE :	RODRIGO FLORES			Fecha de Emisión : Ag-24 Ensayado por : A.H.V.
UBICACIÓN :	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN			
Zona :	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1			Profundidad. (m) : 2.80 m
Sondeo / Calicata :	C-01			Coordenadas : 8710152.00 N 575601.00 E
Código de Muestra :	M1			Progresiva (km): -

Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D6913)			Contenido de humedad (ASTM D2216)		Método utilizado	
Nro. Malla	Abertura (mm)	% Acum. que pasa	Humedad	8.20 %	Secado al horno	
3"	76.200	100.0				
2"	50.800	100.0				
1 1/2"	38.100	100.0				
1"	25.400	100.0				
3/4"	19.100	100.0				
3/8"	9.520	100.0				
Nº 4	4.760	100.0				
Nº 10	2.000	99.0				
Nº 20	0.840	97.5				
Nº 40	0.425	92.3				
Nº 60	0.250	81.4				
Nº 100	0.150	51.3				
Nº 140	0.106	45.1				
Nº 200	0.075	38.9				

Límites de consistencia (ASTM D4318)		Equipo de ensayo utilizado	
Límite líquido (LL)	35.38	Límite plástico	-
Límite plástico (LP)	27.41	Límite líquido	-
Índice plástico (IP)	7.97	Espátula Casagrande	-

NP, no plástico

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Clasificación AASHTO (ASTM D3282)	
Grupo de clasificación	A-4
Índice de grupo	0

Clasificación SUCS (ASTM D2487)	
Símbolo de grupo	SM
Nombre de grupo	Arena limosa

Curva granulométrica

Grava	Arena	Limo y arcilla
3"	100.0	0.0
2"	100.0	0.0
1 1/2"	100.0	0.0
1"	100.0	0.0
3/4"	100.0	0.0
3/8"	100.0	0.0
Nº 4	100.0	0.0
Nº 10	99.0	0.0
Nº 20	97.5	0.0
Nº 40	92.3	0.0
Nº 60	81.4	0.0
Nº 100	51.3	0.0
Nº 140	45.1	0.0
Nº 200	38.9	0.0

Observaciones:

- El muestreo es responsabilidad del solicitante
- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la norma

Elaborado por : 

Aprobado por : 

JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
INGENIERO CIVIL REG. OIP N° 0686821
ALPA TEST S.A.C.

Los resultados solo aplican a las muestras ensayadas. Este reporte no puede ser reproducido total o parcialmente sin la autorización de ALPA TEST S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Solicitante está de acuerdo en limitar la responsabilidad de ALPA TEST S.A.C. de cualquier reclamo por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma de los responsables del laboratorio.

ALPA TEST SAC
Laboratorio@allpatest.com www.allpatest.com / RUC: 20610683623
Jirón río Chinchá, Mz W LTE 12, URB. Canto Rey, SJL / Cel: 941 370 340 / 985 460 399

Nota. Elaboración propia.

Anexo 12. Ensayo de contenido de humedad y límites de consistencia

INFORME DE ENSAYO		Código :	AT-FO-56
CONTENIDO DE HUMEDAD LÍMITES DE ATTERBERG		Versión :	1
		Fecha :	30-04-2022
		Página :	1 de 1

SOLICITANTE :	RODRIGO FLORES	REGISTRO N° :	AT24-LEM-61-1
PROYECTO :	ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN	Código de Proyecto :	AT24-LEM61
UBICACIÓN :	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN	Fecha de Recepción :	Julio-24
		Fecha de Emisión :	Agosto-24

Calicata :	C-1	Coordenadas :	8710152.00 N 575601.00 E
Estrato / Muestra :	M-1		
Prof. (m) :	2.8		

Fecha de recepción de muestra : Julio-24

	11	8	13
N° Tara			
Peso de tara	31.30	30.80	31.10
Peso de suelo húmedo + tara	182.60	182.70	182.50
Peso de suelo seco + tara	171.10	171.20	171.00
Peso de agua	11.50	11.50	11.50
Peso de suelo seco	139.80	140.40	139.90
% Humedad	8.23	8.19	8.22
Promedio contenido de Humedad	8.20		

Descripción	Límite Plástico		Límite Líquido		
	1	2	1	2	3
Prueba N°	25	20	6	24	17
Capsula N°					
Peso de capsula (gr)	11.48	11.52	11.58	11.42	11.30
Peso de capsula + suelo húmedo (gr)	13.48	13.28	20.68	20.80	21.41
Peso de capsula + suelo seco (gr)	13.04	12.91	18.26	18.39	18.82
Peso del agua (gr)	0.44	0.37	2.42	2.41	2.59
Peso del suelo seco (gr)	1.56	1.39	6.68	6.97	7.52
Contenido de Humedad (%)	28.21	26.62	36.23	34.58	34.44
N° golpes	-	-	21	27	33
Promedio Humedad	27.41		35.38		

Límite Plástico	27.41
Límite Líquido	35.38
Índice de Plasticidad	7.97

Observaciones:

- La diferencia de los valores obtenidos cumple con lo exigido por la norma.
- El muestreo es responsabilidad del solicitante.
- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la norma.

Elaborado por:	Aprobado por:
 	 JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ INGENIERO CIVIL REG. OIP N° 056621 ALLPA TEST S.A.C.

Los resultados solo aplican a las muestras ensayadas. Este reporte no puede ser reproducido total o parcialmente sin la autorización de ALLPA TEST S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Solicitante está de acuerdo en limitar la responsabilidad de ALLPA TEST S.A.C. de cualquier reclamo por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma de los responsables del laboratorio.

ALLPA TEST S.A.C.
Laboratorio@allpatest.com www.allpatest.com / RUC: 20610683623
Jirón río Chinchia, Mz W LTE 12, URB. Canto Rey, S.J.L. / Cel: 941 370 340 / 985 460 399

Nota. Elaboración propia.

Anexo 13. Ensayo de densidad - peso volumétrico

	INFORME DE ENSAYO		Código	AT-FO-55
	PESO VOLUMÉTRICO		Versión	01
			Fecha	30-04-2023
			Página	1 de 1
SOLICITANTE :	RODRIGO FLORES		REGISTRO N° :	AT24-LEM-61-1
PROYECTO :	ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		Fecha de Recepción :	Julio-24
UBICACIÓN :	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		Fecha de Emisión :	Agosto-24
CÓDIGO DE PROYECTO :	AT24-LEM-61			
Calicata / Sondaje :	C-1		Coordenadas : 8710152.00 N 575601.00 E	
Estrto / Muestra :	M-1			
Prof. (m) :	2.8			
			Fecha de recepción de muestra:	
			Julio-24	

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216 / NTP 339.127

DETALLE	RESULTADO
CONTENIDO DE HUMEDAD	8.20

DENSIDAD - PESO VOLUMÉTRICO NTP 339.139 / BS 1377

DETALLE	RESULTADO
DENSIDAD - PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO (g/cm ³)	1.47
DENSIDAD - PESO VOLUMÉTRICO SECO (g/cm ³)	1.36

Observaciones :

- La diferencia de los valores obtenidos cumple con lo exigido por la norma.
- La muestra fue identificada y tomada en campo por personal de ALLPA TEST




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 058621
 ALLPA TEST S.A.C

Los resultados solo aplican a las muestras ensayadas. Este reporte no puede ser reproducido total o parcialmente sin la autorización de ALLPA TEST S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Solicitante está de acuerdo en limitar la responsabilidad de ALLPA TEST S.A.C. de cualquier reclamo por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma de los responsables del laboratorio.

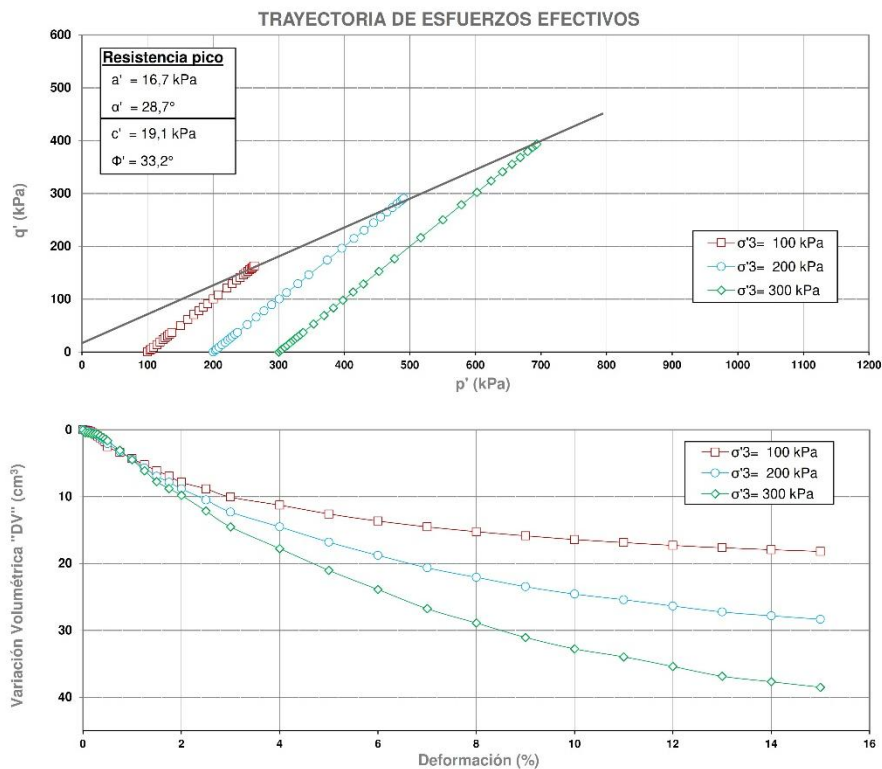
ALLPA TEST SAC
 Laboratorio@allpatest.com.pe www.allpatest.com.pe / RUC: 20610683623
 Jirón Río Chinchá, Mz WLTE 12, URB. Canto Ray, S.J.L / Cel: 941 376 349 / 985 460 399

Nota. Elaboración propia.

Anexo 14. Ensayo triaxial CD

 LABORATORIO GEOTÉCNICO INFORME ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL Consolidado - Drenado (CD) 4" ASTM - D7181	Versión	00
	Código	2200-TXCD-01-0
	Aprob.	
	Fecha	30-Oct-21
	Página	1 de 7
Proyecto	: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.	
Cliente	: RODRIGO FLORES	
Ubicación	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN	
Ing. Responsable	: RODRIGO FLORES	
	Cod. de Proyecto	: AT24-LEM61
	N° De Informe	: AT24-LEM-61-A-1
	Fecha de Ensayo	: 23/08/2024
Zona	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1	
Calicata / Sondaje	: C-01	
Cod. de Muestra	: M-01	
Clasificación SUCS	: SM	
	Profundidad (m)	: ---
	Coordenadas	: ---
	Descripción	: Arena limosa
	Límites de Atterberg : LL = NP / LP = NP	

Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.



Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnista, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

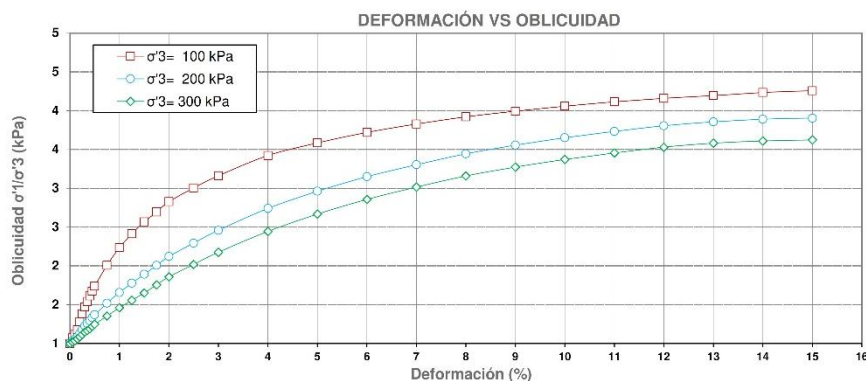
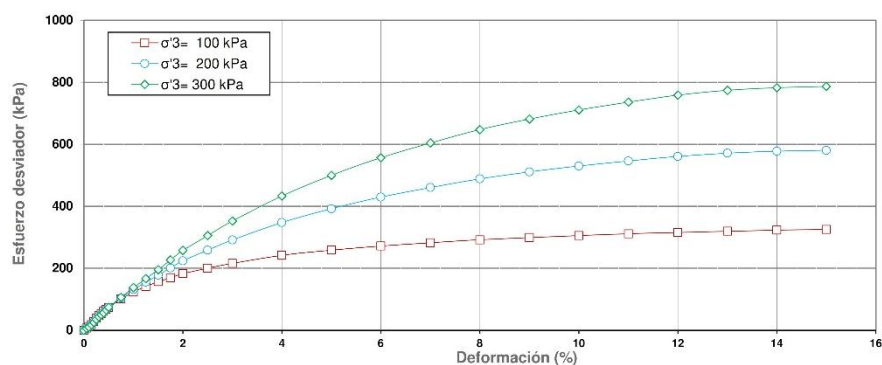
- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 056821
 ALPA TEST S.A.S

Nota. Elaboración propia.

	INFORME		Versión	00
	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL		Código	2200-TXCD-01-0
	Consolidado - Drenado (CD) 4"		Aprob.	
	ASTM - D7181		Fecha	30-Oct-21
			Página	2 de 7
ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.				
Proyecto	: RODRIGO FLORES		Cod. de Proyecto	: AT24-LEM61
Cliente	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		N° De Informe	: AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	: RODRIGO FLORES		Fecha de Ensayo	: 23/08/2024
Ing. Responsable				
Zona	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1		Profundidad (m)	: ---
Calicata / Sondaje	: C-01		Coordenadas	: ---
Cod. de Muestra	: M-01		Descripción	: Arena limosa
Clasificación SUCS	: SM		Límites de Atterberg	: LL = NP / LP = NP
Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.				



Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnista, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBÉN LLAMOCA JUÁREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 058621
 ALPA TEST S.A.C

Nota. Elaboración propia.

	INFORME		Versión	00
	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL		Código	2200-TXCD-01-0
	Consolidado - Drenado (CD) 4"		Aprob.	
	ASTM - D7181		Fecha	30-Oct-21
			Página	3 de 7
ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACTACIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.				
Proyecto			Cod. de Proyecto	AT24-LEM61
Cliente	RODRIGO FLORES		N° De Informe	AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		Fecha de Ensayo	23/08/2024
Ing. Responsable	RODRIGO FLORES			

Zona	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1	Profundidad (m)	---
Calicata / Sondaje	C-01	Coordenadas	---
Cod. de Muestra	M-01	Descripción	Arena limosa
Clasificación SUCS	SM	Límites de Atterberg	LL = NP / LP = NP

Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.

Datos del espécimen	Unidad	Inicial	Final	Datos del espécimen	Unidad	Especimen 1
Diámetro	(cm)	7,20	7,18	Gravedad específica	(--)	2,69
Altura	(cm)	14,40	14,31	Velocidad	(mm/min)	0,125
Contenido de humedad	(%)	8,20	23,84	Parámetro B	(--)	0,91
Densidad seca	(g/cm³)	1,360	1,376	Presión de celda	(kPa)	306,9
Saturación	(%)	22,6	67,1	Contra presión	(kPa)	206,9
Relación de vacíos	(--)	0,977	0,955	Esfuerzo efectivo inicial	(kPa)	100

Especimen 1 : 100 kPa										
Def. Ver.	Esf. Desviad.	μ	σ'_1	σ'_3	q'	p'	q	p	σ'_1/σ'_3	q'/p'
(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	--	--
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	1,00	0,00
0,05	7,02	0,00	107,02	100,00	3,51	103,51	3,51	103,51	1,07	0,03
0,10	11,48	0,00	111,48	100,00	5,74	105,74	5,74	105,74	1,11	0,05
0,15	17,85	0,00	117,85	100,00	8,93	108,93	8,93	108,93	1,18	0,08
0,20	28,04	0,00	128,04	100,00	14,02	114,02	14,02	114,02	1,28	0,12
0,25	38,22	0,00	138,22	100,00	19,11	119,11	19,11	119,11	1,38	0,16
0,35	54,09	0,00	154,09	100,00	27,04	127,04	27,04	127,04	1,54	0,21
0,40	61,06	0,00	161,06	100,00	30,53	130,53	30,53	130,53	1,61	0,23
0,45	67,39	0,00	167,39	100,00	33,69	133,69	33,69	133,69	1,67	0,25
0,50	73,71	0,00	173,71	100,00	36,85	136,85	36,85	136,85	1,74	0,27
0,75	100,77	0,00	200,77	100,00	50,39	150,39	50,39	150,39	2,01	0,34
1,00	123,28	0,00	223,28	100,00	61,64	161,64	61,64	161,64	2,23	0,38
1,25	141,25	0,00	241,25	100,00	70,63	170,63	70,63	170,63	2,41	0,41
1,50	156,62	0,00	256,62	100,00	78,31	178,31	78,31	178,31	2,57	0,44
1,75	169,40	0,00	269,40	100,00	84,70	184,70	84,70	184,70	2,69	0,46
2,00	182,74	0,00	282,74	100,00	91,37	191,37	91,37	191,37	2,83	0,48
2,50	200,48	0,00	300,48	100,00	100,24	200,24	100,24	200,24	3,00	0,50
3,00	216,18	0,00	316,18	100,00	108,09	208,09	108,09	208,09	3,16	0,52
4,00	242,15	0,00	342,15	100,00	121,08	221,08	121,08	221,08	3,42	0,55
5,00	258,44	0,00	358,44	100,00	129,22	229,22	129,22	229,22	3,58	0,56
6,00	271,92	0,00	371,92	100,00	135,96	235,96	135,96	235,96	3,72	0,58
7,00	282,69	0,00	382,69	100,00	141,34	241,34	141,34	241,34	3,83	0,59
8,00	291,99	0,00	391,99	100,00	145,99	245,99	145,99	245,99	3,92	0,59
9,00	299,27	0,00	399,27	100,00	149,64	249,64	149,64	249,64	3,99	0,60
10,00	305,75	0,00	405,75	100,00	152,88	252,88	152,88	252,88	4,06	0,60
11,00	311,45	0,00	411,45	100,00	155,73	255,73	155,73	255,73	4,11	0,61
12,00	315,82	0,00	415,82	100,00	157,91	257,91	157,91	257,91	4,16	0,61
13,00	319,45	0,00	419,45	100,00	159,73	259,73	159,73	259,73	4,19	0,61
14,00	323,47	0,00	423,47	100,00	161,73	261,73	161,73	261,73	4,23	0,62
15,00	325,68	0,00	425,68	100,00	162,84	262,84	162,84	262,84	4,26	0,62

Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnico, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 056821
 ALLPA TEST S.A.C.

Nota. Elaboración propia.

 LABORATORIO GEOTÉCNICO	INFORME		Versión	00
	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL		Código	2200-TXCD-01-0
	Consolidado - Drenado (CD) 4"		Aprob.	
	ASTM - D7181		Fecha	30-Oct-21
			Página	4 de 7

ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.

Proyecto	:		Cod. de Proyecto :	AT24-LEM61
Cliente	:	RODRIGO FLORES	Nº De Informe :	AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	:	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN	Fecha de Ensayo :	23/08/2024
Ing. Responsable	:	RODRIGO FLORES		

Zona	:	PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1	Profundidad (m) :	---
Calicata / Sondaje	:	C-01	Coordenadas :	---
Cod. de Muestra	:	M-01	Descripción :	Arena limosa
Clasificación SUCS	:	SM	Límites de Atterberg :	LL = NP / LP = NP

Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.

Datos del espécimen	Unidad	Inicial	Final	Datos del espécimen	Unidad	Especimen 2
Diámetro	(cm)	7,20	7,17	Gravedad específica	(--)	2,69
Altura	(cm)	14,40	14,27	Velocidad	(mm/min)	0,125
Contenido de humedad	(%)	8,20	23,17	Parámetro B	(--)	0,92
Densidad seca	(g/cm ³)	1,360	1,387	Presión de celda	(kPa)	406,9
Saturación	(%)	22,6	66,3	Contra presión	(kPa)	206,9
Relación de vacíos	(--)	0,977	0,940	Esfuerzo efectivo inicial	(kPa)	200

Especimen 2 : 200 kPa										
Def. Ver.	Esf. Desviad.	μ	σ'_1	σ'_3	q'	p'	q	p	σ'_1/σ'_3	q'/p'
(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	--	--
0,00	0,00	0,00	200,00	200,00	0,00	200,00	0,00	200,00	1,00	0,00
0,05	6,56	0,00	206,56	200,00	3,28	203,28	3,28	203,28	1,03	0,02
0,10	10,83	0,00	210,83	200,00	5,42	205,42	5,42	205,42	1,05	0,03
0,15	17,95	0,00	217,95	200,00	8,98	208,98	8,98	208,98	1,09	0,04
0,20	26,77	0,00	226,77	200,00	13,39	213,39	13,39	213,39	1,13	0,06
0,25	36,30	0,00	236,30	200,00	18,15	218,15	18,15	218,15	1,18	0,08
0,35	51,90	0,00	251,90	200,00	25,95	225,95	25,95	225,95	1,26	0,11
0,40	58,56	0,00	258,56	200,00	29,28	229,28	29,28	229,28	1,29	0,13
0,45	66,34	0,00	266,34	200,00	33,17	233,17	33,17	233,17	1,33	0,14
0,50	74,12	0,00	274,12	200,00	37,06	237,06	37,06	237,06	1,37	0,16
0,75	103,81	0,00	303,81	200,00	51,91	251,91	51,91	251,91	1,52	0,21
1,00	131,38	0,00	331,38	200,00	65,69	265,69	65,69	265,69	1,66	0,25
1,25	155,43	0,00	355,43	200,00	77,71	277,71	77,71	277,71	1,78	0,28
1,50	178,23	0,00	378,23	200,00	89,11	289,11	89,11	289,11	1,89	0,31
1,75	201,19	0,00	401,19	200,00	100,59	300,59	100,59	300,59	2,01	0,33
2,00	224,31	0,00	424,31	200,00	112,16	312,16	112,16	312,16	2,12	0,36
2,50	258,65	0,00	458,65	200,00	129,32	329,32	129,32	329,32	2,29	0,39
3,00	291,79	0,00	491,79	200,00	145,89	345,89	145,89	345,89	2,46	0,42
4,00	347,96	0,00	547,96	200,00	173,98	373,98	173,98	373,98	2,74	0,47
5,00	392,32	0,00	592,32	200,00	196,16	396,16	196,16	396,16	2,96	0,50
6,00	429,78	0,00	629,78	200,00	214,89	414,89	214,89	414,89	3,15	0,52
7,00	460,77	0,00	660,77	200,00	230,38	430,38	230,38	430,38	3,30	0,54
8,00	488,90	0,00	688,90	200,00	244,45	444,45	244,45	444,45	3,44	0,55
9,00	511,11	0,00	711,11	200,00	255,56	455,56	255,56	455,56	3,56	0,56
10,00	530,16	0,00	730,16	200,00	265,08	465,08	265,08	465,08	3,65	0,57
11,00	546,62	0,00	746,62	200,00	273,31	473,31	273,31	473,31	3,73	0,58
12,00	561,07	0,00	761,07	200,00	280,54	480,54	280,54	480,54	3,81	0,58
13,00	571,33	0,00	771,33	200,00	285,67	485,67	285,67	485,67	3,86	0,59
14,00	577,77	0,00	777,77	200,00	288,89	488,89	288,89	488,89	3,89	0,59
15,00	581,00	0,00	781,00	200,00	290,50	490,50	290,50	490,50	3,90	0,59

Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnico, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 058621
 ALPA TEST S.A.C.

Nota. Elaboración propia.

	INFORME		Versión	00
	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL Consolidado - Drenado (CD) 4" ASTM - D7181		Código	2200-TXCD-01-0
			Aprob.	
			Fecha	30-Oct-21
			Página	5 de 7
ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACTACIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.				
Proyecto	: RODRIGO FLORES		Cod. de Proyecto	: AT24-LEM61
Cliente	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE		Nº De Informe	: AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	: SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		Fecha de Ensayo	: 23/08/2024
Ing. Responsable	: RODRIGO FLORES			

Zona	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1	Profundidad (m)	: ---
Calicata / Sondaje	: C-01	Coordenadas	: ---
Cod. de Muestra	: M-01	Descripción	: Arena limosa
Clasificación SUCS	: SM	Límites de Atterberg	: LL = NP / LP = NP

Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.

Datos del espécimen	Unidad	Inicial	Final	Datos del espécimen	Unidad	Espécimen 3
Diámetro	(cm)	7,20	7,16	Gravedad específica	(---)	2,69
Altura	(cm)	14,40	14,22	Velocidad	(mm/min)	0,125
Contenido de humedad	(%)	8,20	22,50	Parámetro B	(---)	0,91
Densidad seca	(g/cm³)	1,360	1,398	Presión de celda	(kPa)	506,9
Saturación	(%)	22,6	65,5	Contra presión	(kPa)	206,9
Relación de vacíos	(---)	0,977	0,924	Esfuerzo efectivo inicial	(kPa)	300

Especimen 3 : 300 kPa										
Def. Ver.	Esf. Desviadr.	μ	σ'_1	σ'_3	q'	p'	q	p	σ'_1/σ'_3	q'/p'
(%)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	--	--
0,00	0,00	0,00	300,00	300,00	0,00	300,00	0,00	300,00	1,00	0,00
0,05	6,19	0,00	306,19	300,00	3,09	303,09	3,09	303,09	1,02	0,01
0,10	10,31	0,00	310,31	300,00	5,15	305,15	5,15	305,15	1,03	0,02
0,15	18,03	0,00	318,03	300,00	9,01	309,01	9,01	309,01	1,06	0,03
0,20	25,74	0,00	325,74	300,00	12,87	312,87	12,87	312,87	1,09	0,04
0,25	34,73	0,00	334,73	300,00	17,36	317,36	17,36	317,36	1,12	0,05
0,35	50,11	0,00	350,11	300,00	25,06	325,06	25,06	325,06	1,17	0,08
0,40	56,51	0,00	356,51	300,00	28,25	328,25	28,25	328,25	1,19	0,09
0,45	65,47	0,00	365,47	300,00	32,73	332,73	32,73	332,73	1,22	0,10
0,50	74,41	0,00	374,41	300,00	37,21	337,21	37,21	337,21	1,25	0,11
0,75	106,22	0,00	406,22	300,00	53,11	353,11	53,11	353,11	1,35	0,15
1,00	137,87	0,00	437,87	300,00	68,93	368,93	68,93	368,93	1,46	0,19
1,25	166,81	0,00	466,81	300,00	83,40	383,40	83,40	383,40	1,56	0,22
1,50	195,60	0,00	495,60	300,00	97,80	397,80	97,80	397,80	1,65	0,25
1,75	226,77	0,00	526,77	300,00	113,39	413,39	113,39	413,39	1,76	0,27
2,00	257,79	0,00	557,79	300,00	128,89	428,89	128,89	428,89	1,86	0,30
2,50	305,50	0,00	605,50	300,00	152,75	452,75	152,75	452,75	2,02	0,34
3,00	352,72	0,00	652,72	300,00	176,36	476,36	176,36	476,36	2,18	0,37
4,00	433,26	0,00	733,26	300,00	216,63	516,63	216,63	516,63	2,44	0,42
5,00	500,28	0,00	800,28	300,00	250,14	550,14	250,14	550,14	2,67	0,45
6,00	557,07	0,00	857,07	300,00	278,54	578,54	278,54	578,54	2,86	0,48
7,00	604,39	0,00	904,39	300,00	302,20	602,20	302,20	602,20	3,01	0,50
8,00	647,72	0,00	947,72	300,00	323,86	623,86	323,86	623,86	3,16	0,52
9,00	681,98	0,00	981,98	300,00	340,99	640,99	340,99	640,99	3,27	0,53
10,00	711,16	0,00	1011,16	300,00	355,58	655,58	355,58	655,58	3,37	0,54
11,00	736,31	0,00	1036,31	300,00	368,15	668,15	368,15	668,15	3,45	0,55
12,00	758,90	0,00	1058,90	300,00	379,45	679,45	379,45	679,45	3,53	0,56
13,00	774,51	0,00	1074,51	300,00	387,25	687,25	387,25	687,25	3,58	0,56
14,00	782,90	0,00	1082,90	300,00	391,45	691,45	391,45	691,45	3,61	0,57
15,00	786,95	0,00	1086,95	300,00	393,48	693,48	393,48	693,48	3,62	0,57

Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnista, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. OIP N° 058621
 ALPA TEST S.A.C

Nota. Elaboración propia.

	INFORME		Versión	00
	ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL Consolidado - Drenado (CD) 4" ASTM - D7181		Código	2200-TXCD-01-0
			Aprob.	
			Fecha	30-Oct-21
			Página	6 de 7
ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACTACIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.				
Proyecto	: RODRIGO FLORES		Cod. de Proyecto	: AT24-LEM61
Cliente	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		N° De Informe	: AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	: RODRIGO FLORES		Fecha de Ensayo	: 23/08/2024
Ing. Responsable				
Zona	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1		Profundidad (m)	: ---
Calicata / Sondaje	: C-01		Coordenadas	: ---
Cod. de Muestra	: M-01		Descripción	: Arena limosa
Clasificación SUCS	: SM		Límites de Atterberg	: LL = NP / LP = NP

Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.

Variación Volumétrica "ΔV" (cm³)				
Deformación Vertical	Esfuerzo efectivo inicial	100	Esfuerzo efectivo inicial	200
(%)	kPa		kPa	
	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3	
0,00	0,00	0,00	0,00	
0,05	0,04	0,22	0,41	
0,10	0,09	0,27	0,45	
0,15	0,20	0,35	0,50	
0,20	0,41	0,48	0,55	
0,25	0,68	0,64	0,59	
0,30	0,95	0,80	0,64	
0,35	1,21	1,05	0,88	
0,40	1,47	1,30	1,13	
0,45	1,75	1,56	1,37	
0,50	2,50	2,06	1,61	
0,75	3,39	3,23	3,06	
1,00	4,28	4,37	4,46	
1,25	5,24	5,67	6,11	
1,50	6,10	6,93	7,75	
1,75	6,88	7,83	8,77	
2,00	7,85	8,82	9,79	
2,50	8,81	10,48	12,15	
3,00	10,06	12,28	14,50	
4,00	11,26	14,51	17,75	
5,00	12,57	16,79	21,00	
6,00	13,63	18,75	23,88	
7,00	14,49	20,62	26,75	
8,00	15,21	22,06	28,90	
9,00	15,84	23,45	31,05	
10,00	16,39	24,57	32,75	
11,00	16,86	25,41	33,95	
12,00	17,27	26,34	35,40	
13,00	17,63	27,24	36,85	
14,00	17,92	27,80	37,68	
15,00	18,17	28,34	38,50	

Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnista, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 058621
 ALPA TEST S.A.C

Nota. Elaboración propia.

	INFORME		Versión	00
	FOTOS-ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL Consolidado - Drenado (CD) 4" ASTM - D7181		Código	2200-TXCD-01-0
			Aprob.	
			Fecha	30-Oct-21
			Página	7 de 7
ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ENTRE MÉTODOS ANALÍTICOS Y EMPÍRICOS APLICANDO REFRACCIÓN SÍSMICA - MASW, PARA EL PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN.				
Proyecto	: RODRIGO FLORES		Cod. de Proyecto	: AT24-LEM61
Cliente	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1, DISTRITO DE PANGOA, PROVINCIA DE		Nº De Informe	: AT24-LEM-61-A-1
Ubicación	: SATIPO Y DEPARTAMENTO DE JUNÍN		Fecha de Ensayo	: 23/08/2024
Ing. Responsable	: RODRIGO FLORES			
Zona	: PUENTE MODULAR SANTA TERESITA 1		Profundidad (m)	: ---
Calicata / Sondaje	: C-01		Coordenadas	: ---
Cod. de Muestra	: M-01		Descripción	: Arena limosa
Clasificación SUCS	: SM		Límites de Atterberg	: LL = NP / LP = NP
Muestra remoldeada con una densidad seca de 1,360 g/cm³ y 8,2 % de humedad, proporcionado por el solicitante.				


Observación:

- Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante. / - Material utilizado pasante la malla 3/8".
- Los resultados obtenidos podrán ser modificados de acuerdo a la interpretación del ingeniero geotécnico, acorde con la condición que - desee evaluar.

Referencia normativa:

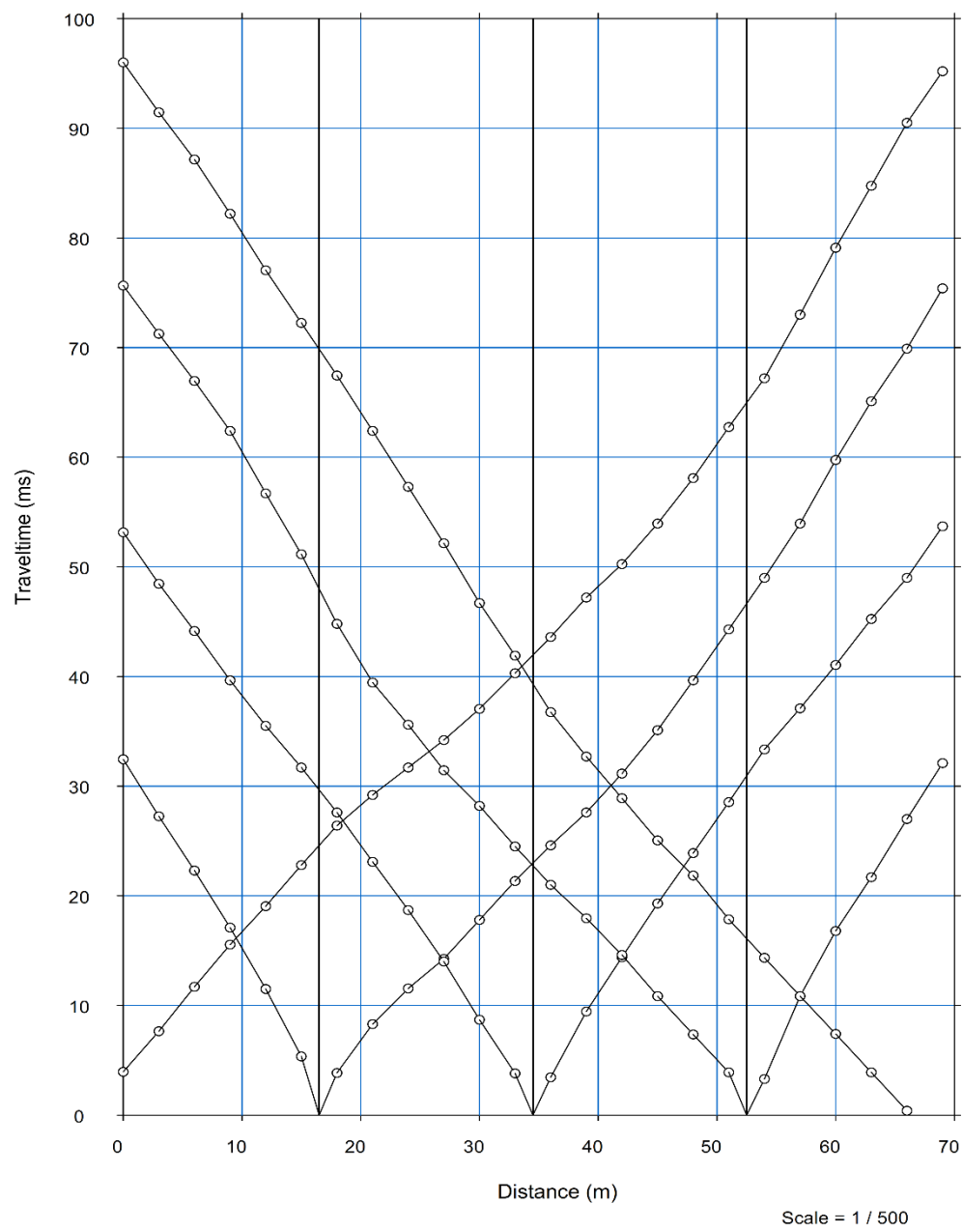
- ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.




JUAN RUBEN LLAMOCA JUAREZ
 INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 058621
 ALPA TEST S.A.C

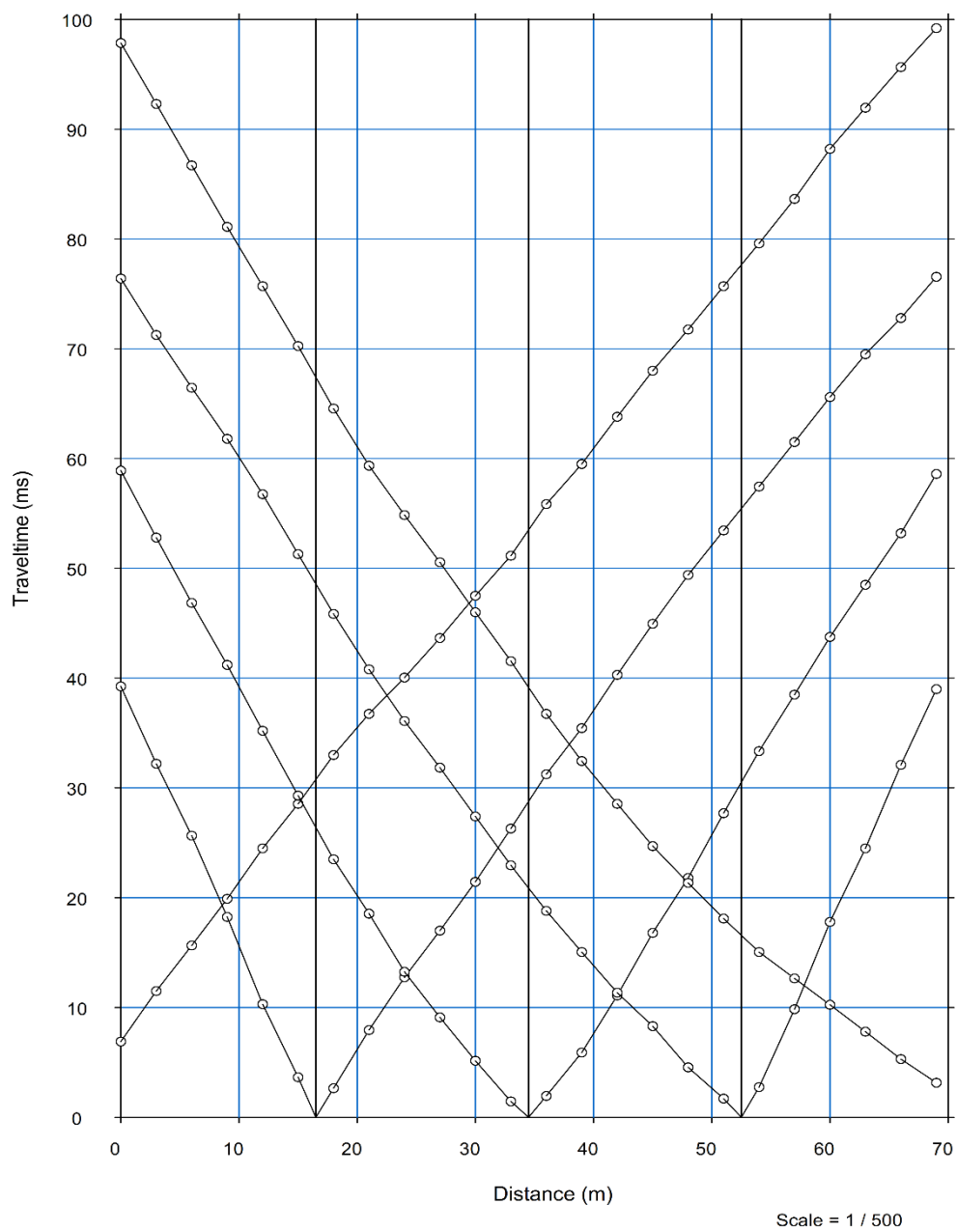
Nota. Elaboración propia.

Anexo 15. Domocrona LS-ST24-01



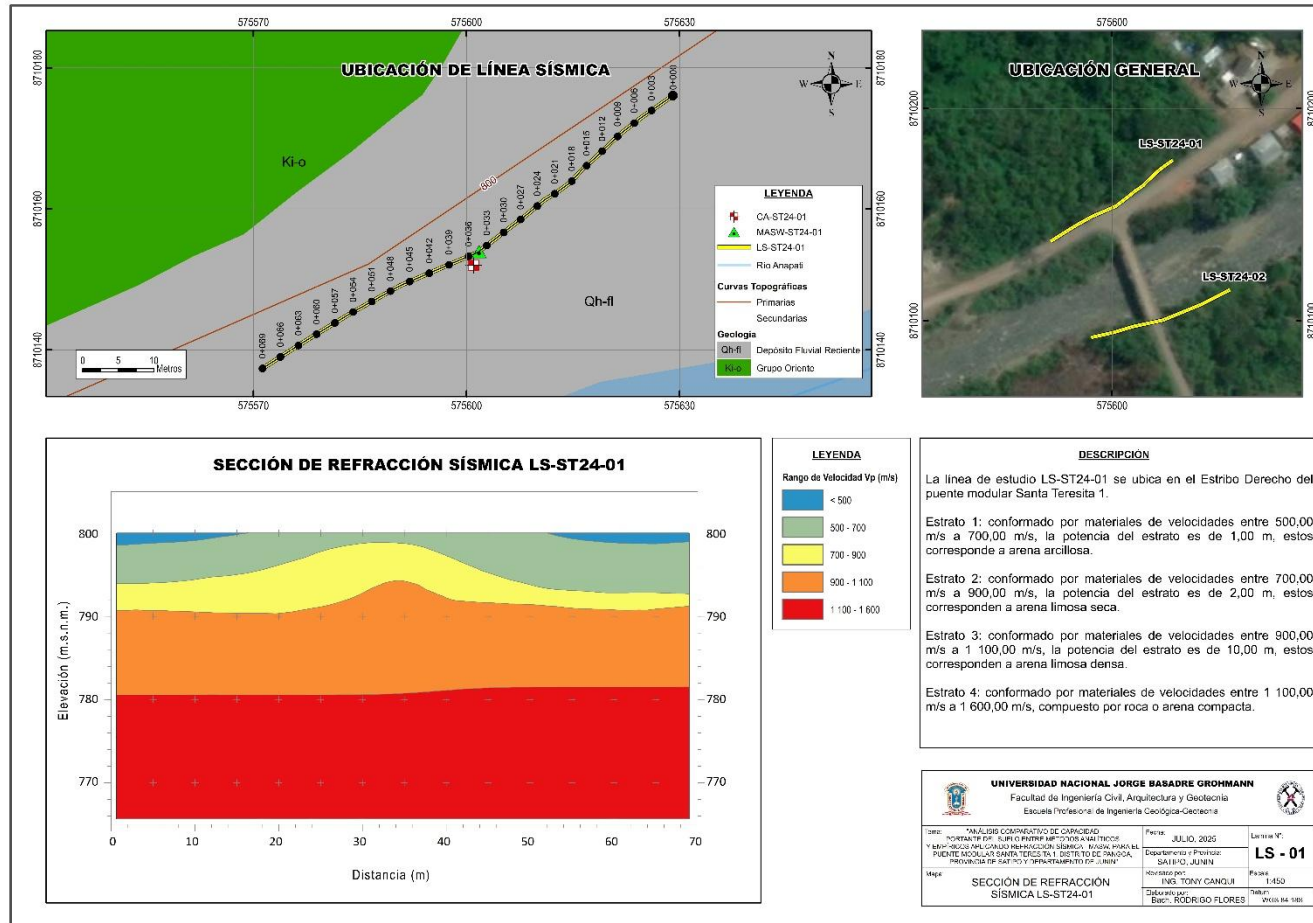
Nota. Elaboración propia.

Anexo 16. Domocrona LS-ST24-02



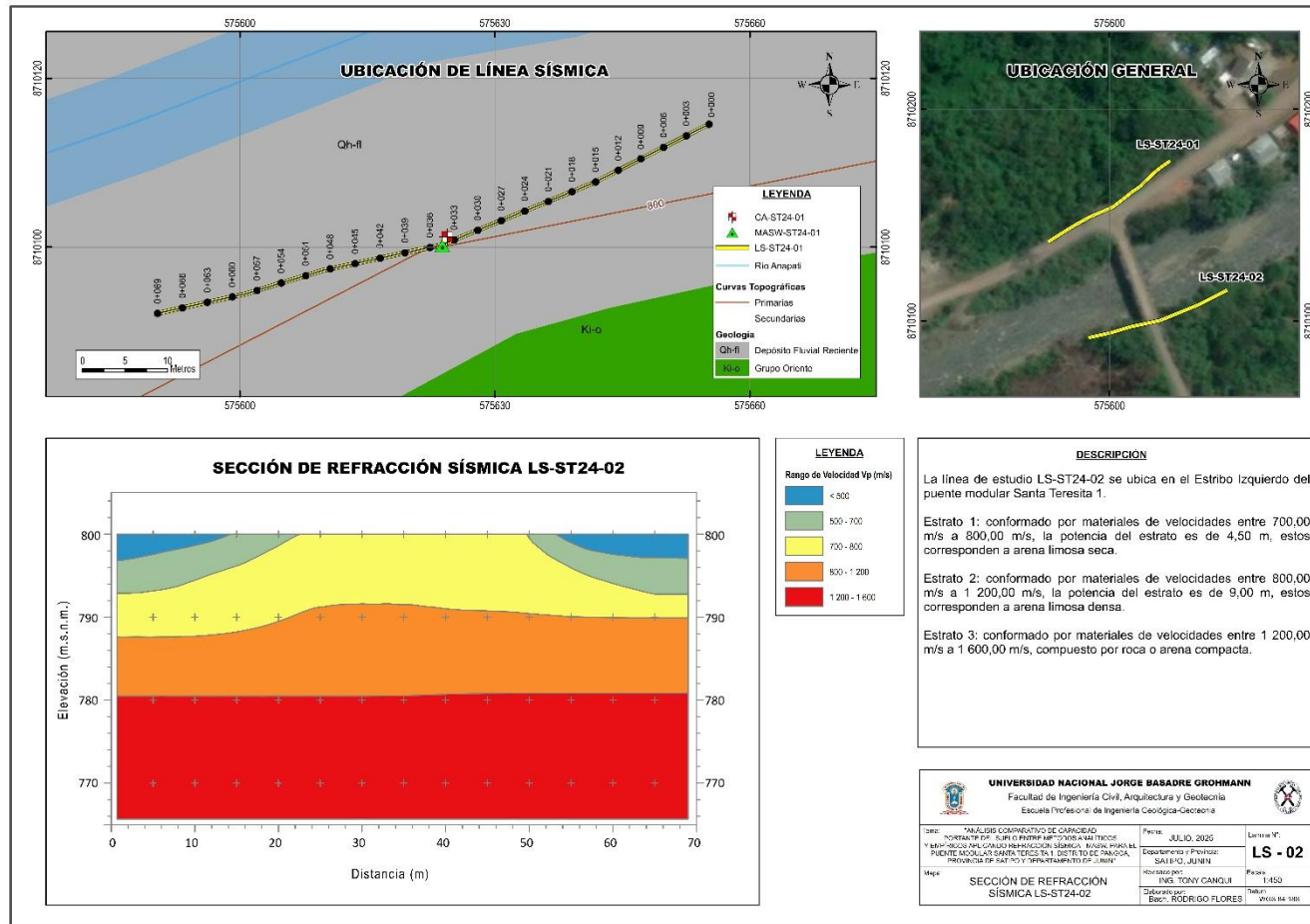
Nota. Elaboración propia.

Anexo 17. Sección de refracción sísmica LS-ST24-01



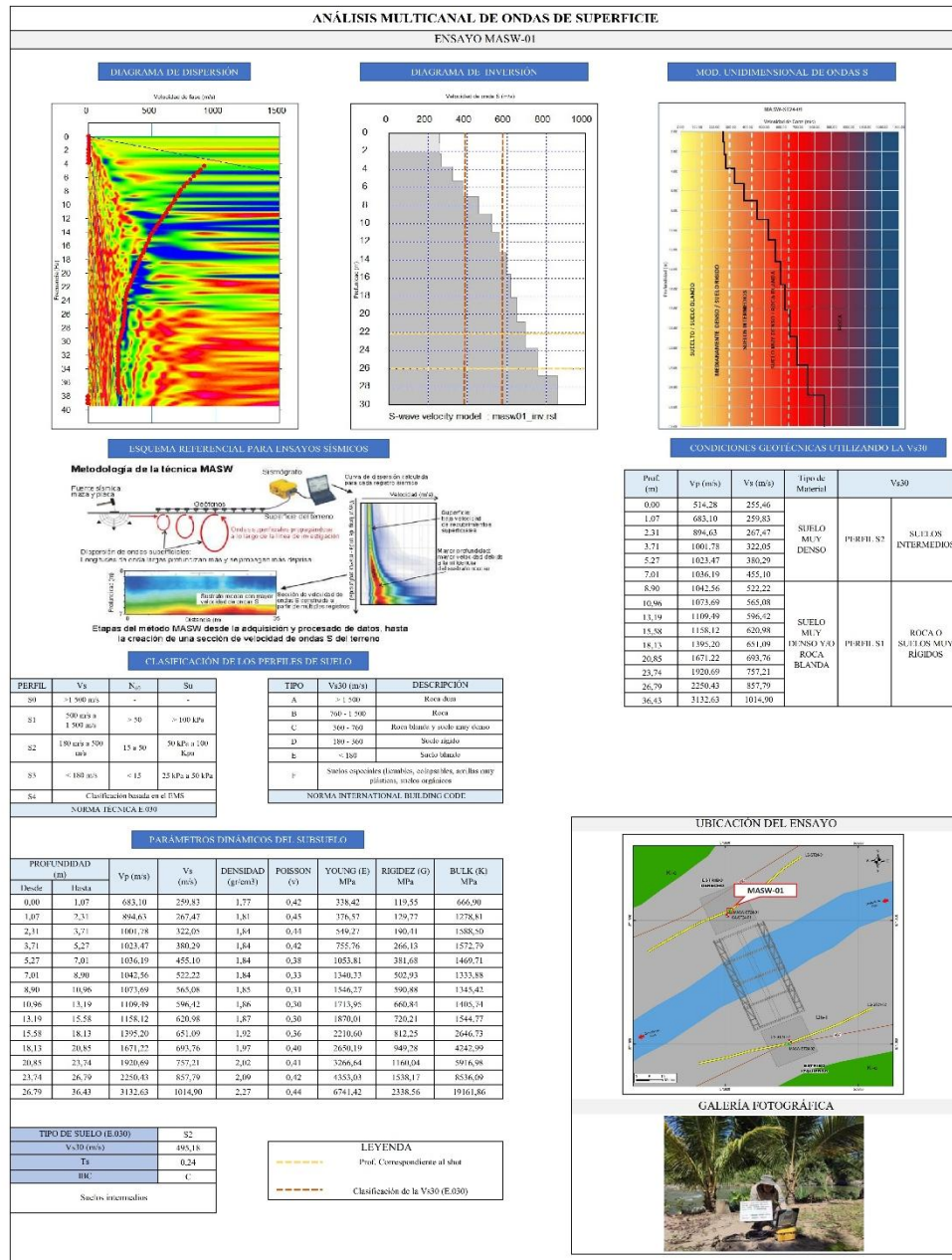
Nota. Elaboración propia.

Anexo 18. Sección de refracción sísmica LS-ST24-02



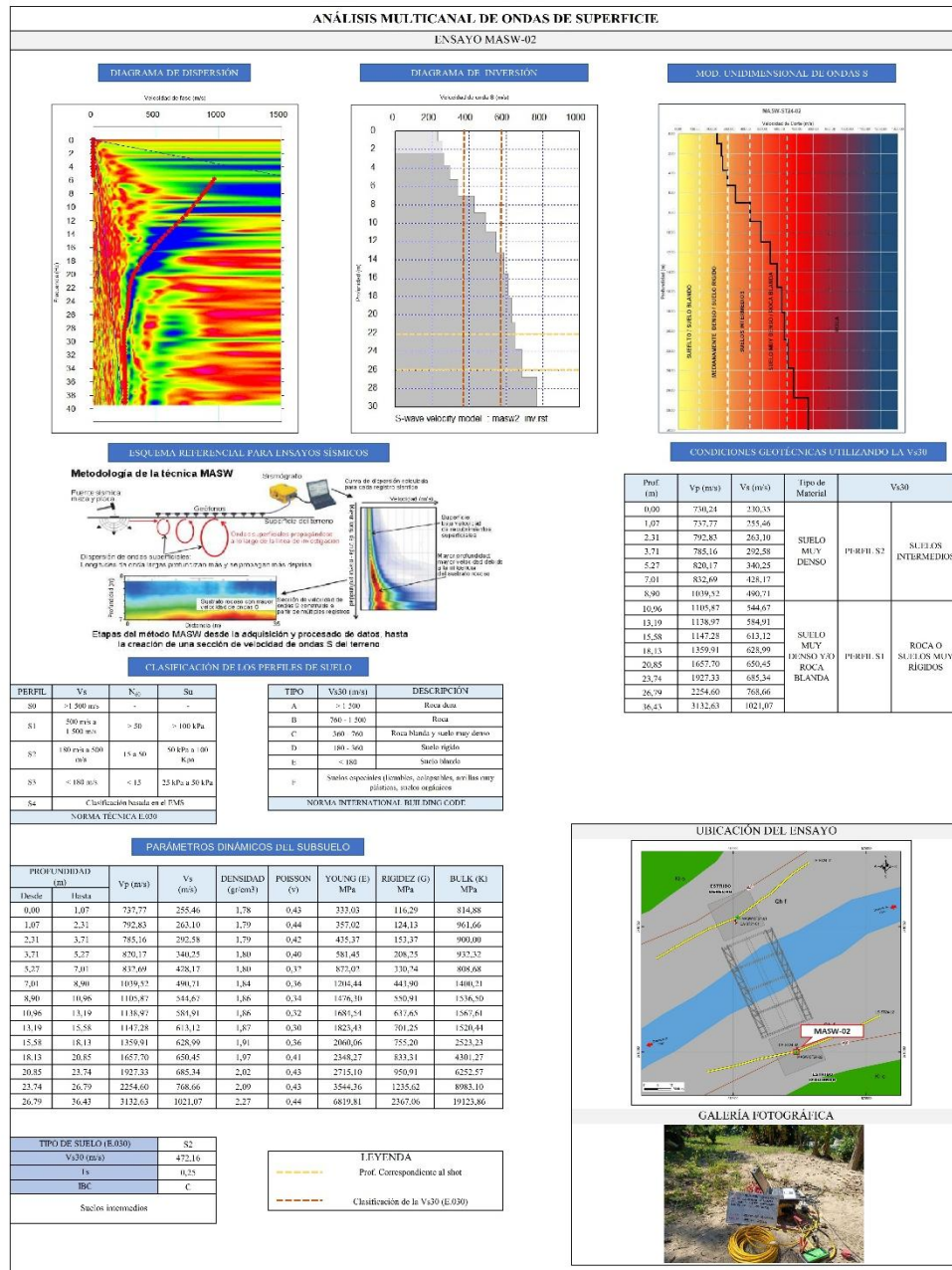
Nota. Elaboración propia.

Anexo 19. Perfil MASW-ST24-01



Nota. Elaboración propia.

Anexo 20. Perfil MASW-ST24-02



Nota. Elaboración propia.

Anexo 21. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Terzaghi*

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO DE TERZAGHI (Cuadrada)						
Datos						
γ	13.34	kN/m^3		q	30.68	kN/m^2
ϕ	33.20	°				
c	19.10	kN/m^2				
B	3.40	m				
D_f	2.30	m				
F.S.	3.50					
Factores de capacidad de carga						
N_q	33.04		K_{py}	71.68		
N_c	48.96		a	3.87		
N_γ	33.17		b	3.18		
Factores de forma						
	s_c	s_γ				
Corrida	1.00	1.00				
Circular	1.30	0.60				
Cuadrada	1.30	0.80				
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE						
		q_u	q_a			
		2831.03	808.87	kN/m^2		
		28.87	8.25	kg/cm^2		

Nota. Elaboración propia.

Anexo 22. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Meyerhof*

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO DE MEYERHOF (Cuadrada)					
Datos					
γ	13.34	kN/m^3	q	30.68	kN/m^2
ϕ	33.20	$^\circ$			
c	19.10	kN/m^2			
B	3.40	m	L	3.4	
D_f	2.30	m			
$F.S.$	3.50				
Factores de capacidad de carga					
N_q	26.72		K_p	3.42	
N_c	39.31				
N_γ	27.09				
Factores de forma					
	s_c	s_q	s_γ		
	1.68	1.34	1.34		
Factores de corrección por profundidad					
	d_c	d_q	d_γ		
	1.25	1.13	1.13		
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE					
	q_u	q_a			
	3746.64	1070.47	kN/m^2		
	38.21	10.92	kg/cm^2		

Nota. Elaboración propia.

Anexo 23. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Vesic*

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO DE VESIC (Cuadrada)					
Datos					
γ	13.34	kN/m^3	q	30.68	kN/m^2
ϕ	33.20	°			
c	19.10	kN/m^2			
B	3.40	m	L	3.4	
D_f	2.30	m			
F.S.	3.50				
Factores de capacidad de carga					
N_q	26.72		K	0.68	
N_c	39.31				
N_γ	36.29				
Factores de forma					
	s_c		s_q		s_γ
	1.68		1.65		0.60
Factores de corrección por profundidad					
	d_c		d_q		d_γ
	1.27		1.18		1.00
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE					
	q_u		q_a		
	3698.69		1056.77		kN/m^2
	37.72		10.78		kg/cm^2

Nota. Elaboración propia.

Anexo 24. Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Boussinesq – Estribo Derecho

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO GEOFÍSICO BOUSSINESQ			
Datos			
Estribo Derecho			
V _p	893.12	m/s	
V _s	267.42	m/s	
B	3.40	m	
D _f	2.30	m	
F.S.	3.50		
Coefficiente de Poisson			
ν	0.43		
Densidad - Peso volumétrico			
ρ	1.48	g/cm ³	Nwozor (2017) 1.58 g/cm³ Clonidine (1974)
Módulo de Corte (G)		Módulo de Young	
G	1235.80	kg/cm ²	E 3084.87 kg/cm ²
Módulo elástico estático		Módulo Secante	
E _{estático}	1276.22	kg/cm ²	E _{sec} 616.97 kg/cm ²
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE			
q_u		q_a	
4364.62		1247.03	
44.51		12.72	
		kN/m ²	
		kg/cm ²	

Nota. Elaboración propia.

Anexo 25. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Boussinesq – Estribo Izquierdo*

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO GEOFÍSICO BOUSSINESQ			
Datos			
Estribo Izquierdo			
Vp	792.32	m/s	
Vs	263.05	m/s	
B	3.40	m	
D _f	2.30	m	
F.S.	3.50		
Coefficiente de Poisson			
v	0.41		
Densidad - Peso volumétrico			
ρ	1.44	g/cm ³	Nwozor (2017) 1.59 g/cm³ Gerdner (1971)
Módulo de Corte (G)		Módulo de Young	
G	1122.41	kg/cm ²	E 2863.97 kg/cm ²
Módulo elástico estático		Módulo Secante	
E _{estático}	1172.48	kg/cm ²	E _{sec} 572.79 kg/cm ²
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE			
q_u		q_a	
3981.77		1137.65	
40.60		11.60	
		kN/m ²	
		kg/cm ²	

Nota. Elaboración propia.

Anexo 26. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Tezcan – Estribo Derecho*

CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO GEOFÍSICO TEZCAN			
Datos			
Estribo Derecho			
Vp	893.12	m/s	
Vs	267.42	m/s	
B	3.40	m	
Df	2.30	m	
Peso Específico			
γ	15.13	kN/m ³	$\gamma = 14.51 \text{ kN/m}^3 \text{ (Nacional (2017))}$
Factor de Seguridad			
Para $V_s \leq 750 \text{ m/s}$	$n = 4.0$		
Para $750 \leq V_s \leq 4000 \text{ m/s}$	$n = 4.6 - 8.1^{-4} V_s$		
Para $V_s \geq 4000 \text{ m/s}$	$n = 1.4$		
n	3.50		
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE			
Qu		Qa	
4622.85	115.57	kN/m ²	
47.14	11.78	kg/cm ²	

Nota. Elaboración propia.

Anexo 27. *Cálculo de capacidad portante última y capacidad admisible por el método de Tezcan – Estribo Izquierdo*

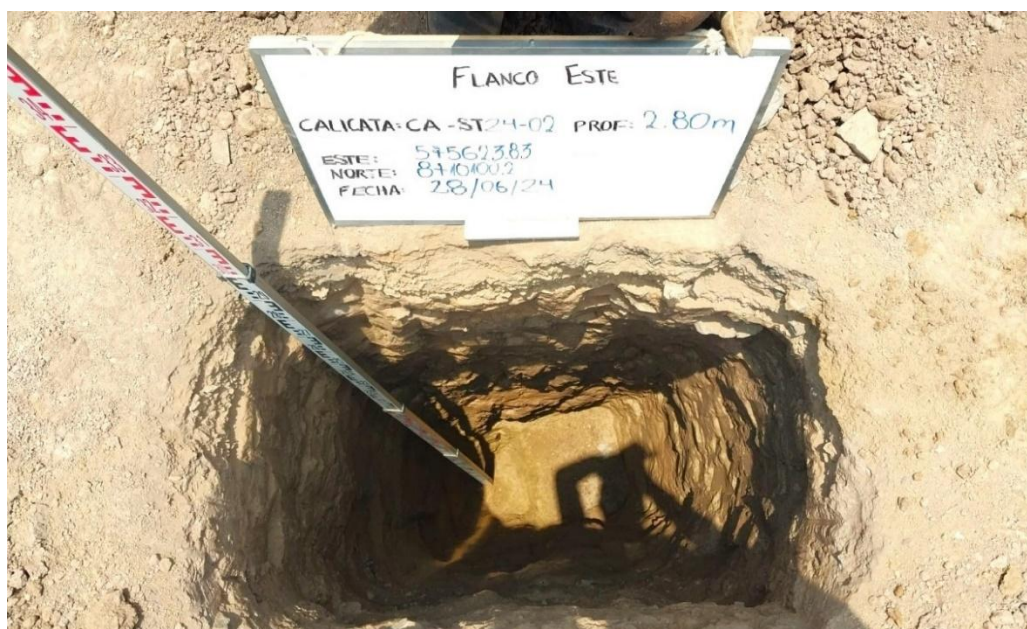
CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y ADMISIBLE - METODO GEOFÍSICO TEZCAN			
Datos			
Estribo Izquierdo			
Vp	792.32	m/s	
Vs	263.05	m/s	
B	3.40	m	
Df	2.30	m	
Peso Específico			
γ	14.92	kN/m ³	$\gamma = 14.92 \text{ kN/m}^3 \text{ Newton (2017)}$
Factor de Seguridad			
Para $V_s \leq 750 \text{ m/s}$	$n = 4.0$		
Para $750 \leq V_s \leq 4000 \text{ m/s}$	$n = 4.6 - 8.1^{-4} V_s$		
Para $V_s \geq 4000 \text{ m/s}$	$n = 1.4$		
n	3.50		
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE			
	q_u	q_a	
	4486.75	112.17	kN/m ²
	45.75	11.44	kg/cm ²

Nota. Elaboración propia.

Anexo 28. Panel fotográfico



Fotografía 1. Calicata CA-ST24-01.



Fotografía 2. Calicata CA-ST24-02.



Fotografía 3. *Muestras de suelo obtenidas de calicatas para ensayos de laboratorio.*



Fotografía 4. *Río Anapati – distrito de Pangoa.*



Fotografía 5. *Ensayo LS-ST24-01 y MASW-ST24-01.*



Fotografía 6. *Ensayo LS-ST24-01 y MASW-ST24-01.*



Fotografía 7. *Ensayo LS-ST24-02 y MASW-ST24-02.*



Fotografía 8. *Ensayo LS-ST24-02 y MASW-ST24-02.*