

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias De La Tierra

Caracterización de suelos residuales a partir de ensayos in situ en el sur de la
provincia de Loja

Proyecto de Titulación

Previo a la obtención del Título de:

Magíster en Geotecnia

Presentado por:

Renán Paúl Bedoya Bracero

Angel Fernando Bonilla Yupa

Guayaquil - Ecuador

Año: 2026

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado a mi familia, especialmente a mis padres, por ser la guía y soporte que necesitaba durante esta etapa. A mis amores, Gabriel y Diana, mi pequeño que aprendió a caminar mientras yo avanzaba en este camino, a mi Abu que su memoria sigue estando presente a pesar de las adversidades.

A mi antigua jefa y mentora, Carolina Nuñez que fue ese pilar fundamental para iniciar esta maestría.

Fernando Bonilla

Dedicatoria

A mis padres Jorge y Ruth, mis hermanos Diego y María Belén quienes son mi inspiración, mi fortaleza en todo momento y en mi vida entera, quienes siempre están ahí incondicionalmente.

Y a ti mi amor Belén por haberte convertido en parte fundamental de mi vida, la parte que le faltaba a mi vida quien con tu amor, ternura y tu sola presencia me fortaleces aún más.

Renán Bedoya

Agradecimientos

Expresamos un reconocido e inmenso agradecimiento a todos y cada uno de los docentes que conforman el programa de Maestría en Geotecnia de la ESPOL por sus excelentes aportes profesionales y personales compartidos durante el desarrollo de nuestra formación académica en el programa, con especial mención al PhD. Jaime Bojorque y al PhD. Maurizio Mulas como tutor y cotutor respectivamente del presente trabajo de titulación por su invaluable contribución.

De igual manera, agradecemos a la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos por la información técnica proporcionada para el desarrollo del presente trabajo de titulación.

Declaración Expresa

Nosotros Renán Paúl Bedoya Bracero y Angel Fernando Bonilla Yupa acordamos y reconocemos que:
La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores.

La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique a los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 25 de febrero de 2026

Renán Paúl Bedoya Bracero

Angel Fernando Bonilla Yupa

Evaluadores

Ph. D. Davide Besenzon Venegas

Profesor de Materia

Ph. D. Samantha Jiménez Oyola

Profesor de Materia

Ph. D. Jaime Bojorque Iñiguez

Tutor de proyecto

Resumen

Los suelos residuales presentan particularidades en sus propiedades mecánicas derivadas de los procesos de meteorización y alteración que les dan origen. Esta génesis produce una marcada anisotropía en su comportamiento geotécnico, lo que limita la aplicación directa de correlaciones empíricas desarrolladas para suelos transportados. En el presente estudio se emplean ensayos in situ para caracterizar geotécnicamente estos suelos y estimar su capacidad portante última.

El análisis se basa en la recopilación e interpretación de resultados de ensayos SPT y CPTu, aplicados a un suelo residual cohesivo con transición a saprolito, afectado por procesos de alteración hidrotermal y meteorización. A partir de la información obtenida, se definen unidades geotécnicas y se delimitan isosuperficies que representan zonas con comportamiento geotécnico similar. Asimismo, se establecen correlaciones entre los resultados de los ensayos in situ, los parámetros de resistencia y deformabilidad determinados en laboratorio, y la capacidad portante última estimada.

El área de estudio se ubica en el sector centro-oeste de la ciudad de Cariamanga, cantón Calvas (provincia de Loja), sobre suelos residuales desarrollados a partir de rocas volcánicas y volcanoclásticas pertenecientes a la Unidad Ahuaca (MAh). Estas rocas, afectadas por hidrotermalismo, constituyen el basamento rocoso o roca madre de los suelos residuales analizados cuya composición, grado de alteración y meteorización determinan su comportamiento geotécnico.

Mediante la elaboración de un modelo geotécnico bidimensional con orientación sureste–noroeste, se zonificaron los materiales en cinco unidades geotécnicas (A, A', B, C y D), que reflejan rangos representativos de los parámetros geotécnicos obtenidos. Las unidades A y B representan aproximadamente el 72% de la distribución espacial, mientras que A', C y D constituyen el 28% restante. En general, las unidades definidas corresponden a suelos

residuales finos de moderadas condiciones geotécnicas, destacando la Unidad C por su mayor capacidad portante, resistencia al corte no drenado.

Ajustando el comportamiento geotécnico de cada unidad geotécnica a un perfil típico de meteorización de macizos rocosos a suelos según Pope. (2013), en este trabajo se determinó la asociatividad y presencia de dos niveles de meteorización: Saprolito y Pedolito, dónde las unidades geotécnicas A y B se asocian con el desarrollo de suelo pedolítico, mientras que las unidades geotécnicas A', C y D se asocian con el desarrollo de suelo saprolítico, evidenciando la variabilidad de las propiedades geotécnicas conforme al grado de meteorización alcanzado.

Palabras clave: Suelos residuales, ensayo SPT, ensayo CPTu, parámetros geotécnicos, correlaciones empíricas, modelo geotécnico 2D, perfiles de meteorización, capacidad portante última

Abstract

Residual soils exhibit distinctive mechanical properties derived from the weathering and alteration processes that originate them. This genesis produces a marked anisotropy in their geotechnical behavior, limiting the direct application of empirical correlations developed for transported soils. In the present study, in-situ tests are used to geotechnically characterize these soils and to estimate their ultimate bearing capacity.

The analysis is based on the compilation and interpretation of SPT and CPTu test results, performed on a cohesive residual soil transitioning to saprolite and affected by hydrothermal alteration and weathering processes. Based on the obtained data, geotechnical units were defined and iso-surfaces were delineated to identify zones with similar geotechnical behavior. Likewise, correlations were established between in-situ test results, strength and deformability parameters determined in the laboratory, and the estimated ultimate bearing capacity.

The study area is located in the central-western sector of the city of Cariamanga, Calvas canton (Loja Province), on residual soils developed from volcanic and volcanoclastic rocks belonging to the Ahuaca Unit (MAh). These rocks, affected by hydrothermal processes, constitute the bedrock of the residual soils analyzed, whose composition, degree of alteration and degree of weathering govern their geotechnical behavior.

By developing a two-dimensional geotechnical model with a southeast–northwest orientation, the materials were zoned into five geotechnical units (A, A', B, C, and D), which reflect representative ranges of the obtained geotechnical parameters. Units A and B account for approximately 72% of the spatial distribution, while units A', C, and D comprise the remaining 28%. In general, the defined units correspond to fine-grained residual soils with moderate geotechnical conditions, with Unit C standing out for its higher bearing capacity and undrained shear strength.

By adjusting the geotechnical behavior of each geotechnical unit with a typical rock-to-soil weathering profile according to Pope (2013), this study identified the association and presence of two weathering levels: Saprolite and Pedolith. The geotechnical units A and B are associated with the development of pedolithic soil, whereas units A', C, and D are associated with the development of saprolitic soil, evidencing the variability in geotechnical properties as a function of the prevailing degree of weathering.

Keywords: *Residual soils, SPT test, CPTu test, geotechnical parameters, empirical correlations, 2D geotechnical model, weathering profiles, ultimate bearing capacity*

Índice general

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1. Objetivo General	4
1.2. Objetivos Específicos	4
CAPÍTULO 2	5
2. MARCO TEÓRICO	6
2.1. Geología Regional	6
2.2. Geología Local	6
2.3. Geología estructural	8
2.4. Geomorfología	11
2.5. Meteorización y formación de suelos residuales	12
2.6. Meteorización profunda y rocas con alteración hidrotermal	19
2.7. Propiedades geotécnicas de suelos residuales	22
2.7.1. Granulometría	23
2.7.2. Límites de Atterberg	24
2.7.3. Clasificación SUCS	25
2.7.4. Índices de consistencia	26
2.7.5. Densidad.....	27
2.7.6. Resistencia al corte ensayo Triaxial.....	27
2.7.7. Resistencia a la compresión simple (Rocas).....	27
2.8. Ensayos geotécnicos in situ	28
2.8.1. Ensayo de piezocono (CPTu)	28
2.8.2. Ensayo de penetración estándar (SPT)	32
2.9. Propiedades geotécnicas a partir de correlaciones empíricas	37
2.9.1. Correlaciones e interpretación a partir del ensayo CPTu.....	37
2.9.2. Correlaciones e interpretación a partir del ensayo SPT.....	48
2.10. Capacidad portante última a partir de ensayos in situ	53
2.10.1. Capacidad portante última a partir del ensayo N_{SPT}	54
2.10.2. Capacidad portante última a partir del ensayo CPT	56
CAPÍTULO 3	57
3. METODOLOGÍA DE TRABAJO	58

CAPÍTULO 4	64
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	65
4.1. Resultados e interpretación de ensayos de laboratorio	65
4.1.1. Granulometría y clasificación SUCS	66
4.1.2. Carta de plasticidad	69
4.1.3. Índices de consistencia	71
4.1.4. Densidad	72
4.1.5. Resistencia al corte	73
4.1.6. Resistencia a la compresión simple (Rocas).....	74
4.2. Resultados e interpretación de ensayos in situ CPTu	75
4.2.1. Resistencia de punta (qc).....	75
4.2.2. Resistencia por fuste (fs).....	78
4.2.3. Presión de poros (u2).....	81
4.3. Resultados e interpretación de ensayos in situ SPT	84
4.4. Estimación de propiedades geotécnicas a partir del ensayo CPTu	85
4.4.1. Tipo de suelo e Índice de comportamiento (Ic).....	86
4.4.2. Resistencia al corte no drenada (Su).....	88
4.4.3. Tasa de sobreconsolidación (OCR).....	91
4.4.4. Velocidad de onda de corte (Vs)	95
4.5. Estimación de propiedades geotécnicas a partir del ensayo SPT (Su)	97
4.6. Capacidad portante última estimada a partir de ensayos SPT y CPTu	101
4.6.1. Sondeos CPT-10 y 2014-P3	103
4.6.2. Sondeos CPT-08 y 2014-P5	104
4.6.3. Sondeos CPT-06 y 2014-P2	105
4.6.4. Sondeos CPT-05 y 2016-P2	105
4.6.5. Sondeos CPT-03 y 2014-P1	106
CAPÍTULO 5	114
5. DISCUSIONES	115
5.1. Modelo geotécnico	115
5.1.1. Unidades geotécnicas	116
5.1.2. Perfil de meteorización.....	125
5.2. Capacidad portante última estimada a partir de ensayos In situ	128
5.3. Guía metodológica para la investigación geotécnica en suelos residuales	130
CAPÍTULO 6	132
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
REFERENCIAS	139

Abreviaturas

ASCE – American Society of Civil Engineers

ASTM – American Society for Testing and Materials

CPT – Cone Penetration Test

CPTu – Cone Penetration Test with pore pressure measurement (piezocono)

FHWA – Federal Highway Administration

INIGEMM – Instituto Nacional de Investigación Geológica Minero y Metalúrgico

MAh – Unidad Ahuaca

NSPT / N60 – Número de golpes corregido del ensayo SPT

OCR – Overconsolidation Ratio / Tasa de sobreconsolidación

PCCh – Unidad Changaimina

PCLc – Unidad La Cruz

SBT / SBTn – Soil Behavior Type (normalizado)

SNGRE – Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias

SPT – Standard Penetration Test

SUCS – Sistema Unificado de Clasificación de Suelo

UU – Ensayo triaxial no consolidado–no drenado

Simbologías

t_{50} Tiempo para disipar el 50% del exceso de presión de poros

S_u Resistencia al corte no drenada

I_c Índice de comportamiento del suelo

LL Límite líquido

LP Límite plástico

IP Índice de plasticidad

IL Índice de liquidez

IC	Índice de consistencia
w%	Contenido de humedad
γ	Peso unitario / densidad
qult	Capacidad portante última
Vs	Velocidad de onda de corte
Vp	Velocidad de onda compresional
qc	Resistencia de punta
fs	Resistencia por fuste
u / u2	Presión de poros registrada

Índice de figuras

Figura 1 Ubicación de la zona de estudio en la ciudad de Cariamanga del Cantón Calvas – Provincia de Loja	4
Figura 2 Esquema de los dominios litotectónicos del sur del Ecuador, incluyendo las principales fallas regionales, la mayoría de las cuales representan límites entre diferentes dominios litotectónicos (Pilatasig et al., 2005)	6
Figura 3 Geología del área de estudio, escala 1:100 000. Secciones de la Hoja Geológica Macará (INIGEMM, 2018) y de la Hoja Geológica Cariamanga (INIGEMM, 2017).....	10
Figura 4 Mapa de unidades geomorfológicas del sur del Ecuador – norte del Perú (Vásquez Guañuna, 2017).....	11
Figura 5 Meteorización y los sistemas de suelos, interacción entre la Litosfera, atmosfera e hidrosfera de la superficie terrestre (Pope, 2013)	13
Figura 6 Izquierda: Terminología usada para describir los mantos de meteorización, el termino saprolito puede referirse a diferentes partes del manto de meteorización (Pope, 2013); Derecha: Mosaico de fotografías cajas de perforación sondeo S2E profundidad. 22 metros.....	15
Figura 7 Diagrama esquemático de un Perfil de meteorización típico de un suelo residual. (Martin & Stacey, 2018).....	18
Figura 8 Relación entre intrusivos profundos y depósitos epitermales (izquierda). Halos de alteración hidrotermal y superficie de meteorización asociados con pórfidos cupríferos (derecha)	20
Figura 9 Diagrama de actividades a desarrollarse en una investigación geotécnica (Briaud, 2023)	22
Figura 10 Izquierda (Briaud, 2023): Ejemplo de curva de distribución del tamaño de las partículas. Derecha (González de Vallejo & Ferrer, 2011): Ejemplo configuración de diferentes curvas granulométricas	24
Figura 11 Definición de los Límites de Atterberg (Das, 2019)	25
Figura 12 Carta de Plasticidad Casa Grande (Read & Stacey, 2010)	25
Figura 13 Diagrama de flujo para clasificación de suelos SUCS. (Briaud, 2023).....	26

Figura 14 Rango de resistencias a la compresión Uniaxial típicas asociado a rocas débiles. (Martin & Stacey, 2018).....	28
Figura 15 Izquierda: Esquema gráfico de piezocono con localizaciones de filtro de medición de presión de agua de poros (u) (ASTM D5778). Centro: Sistema de empuje hidráulico tipo oruga hidrostática versión TG 63-150 marca PAGANI (Práctica de Campo Ensayos In Situ – ESPOD Durán-Ecuador). Derecha: Ejemplo ilustrativo de representación gráfica de resultados de ensayo de piezocono CPTu (Mayne, 2007).....	31
Figura 16 Esquema gráfico de ejecución del ensayo de penetración estándar (Coduto, 2001. Tomado de Manzur, 2020).....	33
Figura 17 Secuencia de hinca del muestreador de cuchara partida durante el ensayo de penetración estándar (FHWA, 2002. Adaptado de Dawson E. (2022)	34
Figura 18 Gráfica de parámetros CPT no normalizados – qc vs Rf – para análisis de Soil Behavior Type (SBT) (Robertson et al., 1986 y actualizada por Robertson, 2010)	42
Figura 19 Gráficas de parámetros normalizados CPTU – Qt vs Fr y Qt vs Bq – para análisis de Soil Behavior Type (SBTn) (Robertson, 1990).....	43
Figura 20 Gráfica de parámetros normalizados CPTU – Qt vs Fr para análisis de Soil Behavior Type (SBTn) que incluye contornos Ic y líneas fs/σ'vo (Robertson, 1990 y modificado por Robertson 2009)	44
Figura 21 Diagrama para el factor Nc. (Skempton, 1951). (Briaud, 2023).....	56
Figura 22 Ubicación de perforaciones exploratorias, ensayos in situ CPTu, ensayos in situ SPT y perfiles geofísicos (tomografías eléctricas)	61
Figura 23 Perfiles Geofísicos utilizados para la interpretación geológica-geotécnica	62
Figura 24 Incertidumbres en la estimación de propiedades geotécnicas del suelo (Hsein Juang et al., 2018).....	65
Figura 25 Validación de datos de ensayos de granulometría, identificación de valores anómalos	66
Figura 26 Distribución de Granulometría en profundidad, ensayos de muestras tomadas de las perforaciones exploratorias del 2014 y 2019	67
Figura 27 Histograma de tipos de suelos en las perforaciones exploratorias	67
Figura 28 Histograma de distribución de frecuencia porcentual de suelos según clasificación SUCS	68
Figura 29 Distribución de Granulometría SUCS en profundidad, límite de suelo residual y saprolito	68
Figura 30 Verificación de resultados (100 resultados de SUCS, error 7%)	69
Figura 31 Valores de humedad natural (W%), Límite Líquido (%LL) y Límite Plástico (%LP) ploteados en profundidad y de acuerdo con su clasificación SUCS	70
Figura 32 Distribución de Humedad (%). (Método de Interpolación Natural Neighbor)	71
Figura 33 Distribución de LL (%). (Método de Interpolación Natural Neighbor).....	71
Figura 34 Índice de consistencia e índice de liquidez.....	72
Figura 35 Distribución de densidad seca y densidad natural en profundidad	73
Figura 36 Macizo rocoso, testigos de perforación y afloramiento del basamento rocoso al norte de la zona de estudio	75
Figura 37 Registros de resistencia de punta (qc) de puntos de investigación CPTU dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019)).....	76
Figura 38 Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de resistencia de punta de suelos residuales	78
Figura 39 Registros de resistencia por fuste (fs) de puntos de investigación CPTu dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019)).....	79

Figura 40	Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de resistencia por fuste de suelos residuales	81
Figura 41	Registros de presión de poros (u_2) de puntos de investigación CPTU dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019))	82
Figura 42	Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de presión de poros de suelos residuales	83
Figura 43	Valores de registro NSPT en profundidad de los suelos residuales	85
Figura 44	Consistencia de Suelos en función del valor NSPT	85
Figura 45	Análisis del tipo y comportamiento de los suelos residuales de origen hidrotermal (Soil Behavior Type - SBTn)	88
Figura 46	Variabilidad del comportamiento de la resistencia al corte no drenada (S_u) en los sitios de investigación CPTU (Modificado de (SNGRE, 2019))	90
Figura 47	Variabilidad y distribución de resistencia al corte no drenada (S_u)	91
Figura 48	Variabilidad del comportamiento del OCR en los sitios de investigación CPTU (Modificado de SNGRE (2019)).....	94
Figura 49	Variabilidad y distribución de la tasa de sobreconsolidación (OCR).....	94
Figura 50	Variabilidad del comportamiento de la velocidad de corte en los sitios de investigación CPTU (Modificado de (SNGRE, 2019)).....	96
Figura 51	Variabilidad y distribución de la velocidad de onda de corte (V_s).....	97
Figura 52	Correlación en profundidad de (S_u) con el valor N de los ensayos SPT	98
Figura 53	Valores de N_{60} de los ensayos SPT y CPT, distribución de los valores en profundidad	99
Figura 54	Correlación de (S_u) a partir de resultados de ensayos SPT y CPTU, valores con $R^2 < 0.4$	99
Figura 55	Correlación de resistencia al corte no drenado S_u a partir de resultados de ensayos SPT y CPTU, valores con $R^2 < 0.4$	100
Figura 56	Sondeos ubicados en la abscisa 0+325, 0+299 y 0+252, comparación de los valores de qult obtenidos de acuerdo con las ecuaciones analíticas propuestas por diferentes autores .	107
Figura 57	Sondeos ubicados en la abscisa 0+140 y 0+84.69, comparación de los valores de qult obtenidos de acuerdo con las ecuaciones analíticas propuestas por diferentes autores.....	111
Figura 58	Modelo geológico geotécnico 2D. Informe de encauzamiento y protección de la quebrada Las Totoras (SNGRE, 2019)	116
Figura 59	Modelo geotécnico de los suelos residuales de origen hidrotermal del sector centro oeste de la ciudad de Cariamanga. Sección SE-NO	118
Figura 60	Distribución de humedad natural ($w\%$) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico	119
Figura 61	Distribución de límite líquido LL (%) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico	120
Figura 62	Distribución de la presión de poros u_2 (kPa) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico.....	121
Figura 63	Interpolación valores de Índice de Consistencia y Liquidez (Natural Neighbor)	122
Figura 64	Distribución de rangos de densidad natural y seca de acuerdo con las unidades geotécnicas respectivas.....	123
Figura 65	Distribución de golpes NSPT y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico	123
Figura 66	Perfil de Meteorización de los suelos residuales. Basamento rocoso “bedrock” de la Unidad Ahuaca (MAh).....	127
Figura 67	Diagrama de flujo de metodología para investigación de suelos residuales.....	131

Índice de tablas

Tabla 1 Meteorización, grados de descomposición y características asociadas (Norbury et al. (1995) y Martin & Stacey (2018))	17
Tabla 2 Factores que favorecen la meteorización profunda (Pope, 2013)	21
Tabla 3 Factores de corrección del valor N del ensayo de penetración estándar (Skempton, 1986)	35
Tabla 4 Criterios básicos de caracterización estratigráfica con base en los parámetros de medición del ensayo de piezocono CPTU (Devincenzi & Frank, 2004)	40
Tabla 5 Aplicabilidad percibida del ensayo de piezocono CPTu para derivar parámetros del suelo (Modificado de (Robertson & Cabal, 2022)).....	45
Tabla 6 Correlación de parámetros geotécnicos de suelos a partir de las mediciones directas del ensayo de piezocono CPTU (Robertson & Cabal, 2022)	45
Tabla 7 Aplicabilidad percibida del ensayo de penetración estándar SPT para determinar parámetros del suelo.....	49
Tabla 8 Correlación de parámetros geotécnicos de suelos a partir de las mediciones directas del ensayo SPT (Robertson & Cabal, Guide to Cone Penetration Testing, 2022)	49
Tabla 9 Sondeos utilizados para el perfil geotécnico-control estratigráfico.....	59
Tabla 10 Ensayos in situ CPTu	60
Tabla 11 Cantidad de ensayos de Laboratorio, Límites Atterberg y Granulometría.....	60
Tabla 12 Cantidad de ensayos de densidad.....	60
Tabla 13 Resultados de los ensayos triaxiales UU	74
Tabla 14 Ensayo de Compresión Simple Roca, Basamento rocoso los ensayos en rocas de sondeos ubicados al Norte del estudio	74
Tabla 15 Síntesis de parámetros medidos de los ensayos de piezocono CPTu	86
Tabla 16 Resumen estadístico de valores de resistencia al corte no drenada (S_u) obtenidos de los ensayos CPTu	89
Tabla 17 Resumen estadístico de valores de tasa de sobreconsolidación (OCR) obtenidos de los ensayos CPTu.....	95
Tabla 18 Resumen estadístico de valores de velocidad de corte (V_S) obtenidos de los ensayos CPTu.....	95
Tabla 19 Clasificación de Sensibilidad de un suelo arcilloso. (Bodó & Jones, 2013)	101
Tabla 20 Sondeos y ensayos CPT que han sido seleccionados para la evaluación de sus parámetros geotécnicos y sus correlaciones entre ellos.....	102
Tabla 21 Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P3-CPT-10.....	108
Tabla 22 Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P5-CPT-08.....	109
Tabla 23 Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P2-CPT-06.....	110
Tabla 24 Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2016-P2-CPT-05.....	112
Tabla 25 Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu)- 2014-P1-CPT-03.....	113
Tabla 26 Vértices de la sección longitudinal del modelo geotécnico 2D.....	115
Tabla 27 Unidades geotécnicas de los suelos residuales de origen hidrotermal y sus principales parámetros geotécnicos con base en los ensayos CPTu.....	118

Tabla 28 Valores de densidad natural y seca de las unidades geotécnicas	122
Tabla 29 Principales parámetros geotécnicos de los niveles de meteorización definidos a partir de las unidades geotécnicas.....	127

Capítulo 1

1. Introducción

Los suelos residuales son producto de la meteorización química-física, procesos hidrotermales y por lo tanto sus características geotécnicas dependerán de los factores ambientales clima, litología, geomorfología y edad (Townsend, 1985). Un suelo residual se forma de la meteorización in situ y la descomposición de rocas o fragmentos de rocas que no han sido transportados desde su posición de origen, estos suelos residuales pueden tener características que difieren de los suelos transportados (Blight & Leong, 2012).

La meteorización es un proceso de alteración y degradación de las rocas o suelos, cerca de la superficie terrestre por descomposición química y desintegración física (Dearman, 1995); en la formación de suelos residuales pueden estar involucrados más de un proceso geológico, por lo que se debe entender dichos procesos para determinar el comportamiento geotécnico de los suelos y las profundidades a las que pueden llegar a desarrollarse los suelos residuales.

Cuando se realizan proyectos de ingeniería, y se presentan estos suelos residuales es importante caracterizar adecuadamente los mismos. De aquí que el presente estudio abordará esta temática en la ciudad de Cariamanga. La zona de estudio se encuentra en la provincia de Loja al sur del Ecuador en el cantón Calvas, ciudad de Cariamanga (Figura 1). En el contexto geológico regional se encuentra en la Unidad Ahuaca (Mah) que se trata de una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclásticas de composición ácida, las secuencias volcánicas son tobas ácidas de composición dacítica-riolítica atravesadas por un cuello volcánico andesítico que se encuentra afectando la secuencia volcánica, esta secuencia volcánica se encuentra diaclasada con un grado de meteorización y alteración alto, generando espesores importantes de suelos residuales (INIGEMM, 2017).

En los estudios geotécnicos uno de los principales problemas son los métodos de investigación a utilizar, por lo que la combinación de métodos indirectos (técnicas geofísicas) con métodos directos (perforaciones, ensayos in situ, calicatas) permite disminuir la

incertidumbre que se puede generar durante el estudio de un problema geotécnico en particular.

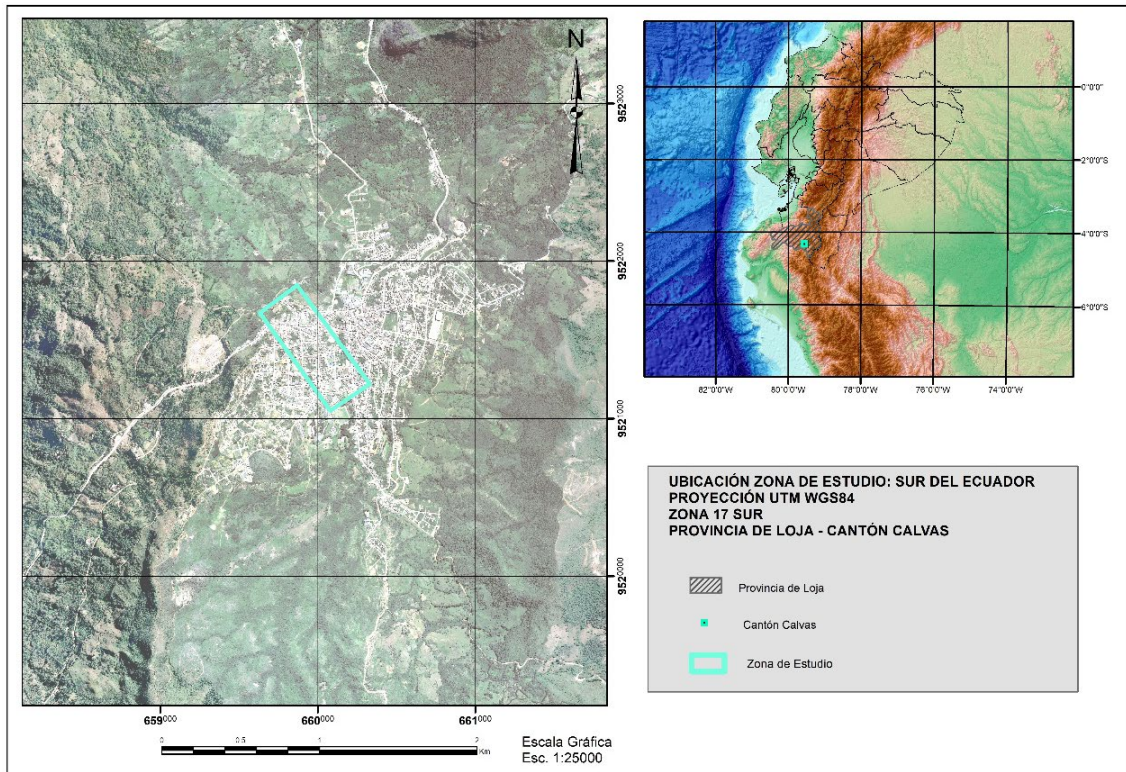
Los principales aspectos en las prácticas de ingeniería geotécnica y de cimentación, capacidad de carga, asentamientos y diseño estructural requieren parámetros que se pueden obtener directamente de investigaciones in situ (Eslami et al., 2020), por lo que en este estudio se propone analizar los datos obtenidos de las perforaciones con recuperación de testigos, ensayos SPT, ensayos CPTu y ensayos de laboratorio con el objetivo de determinar el comportamiento geotécnico y los posibles riesgos geotécnicos asociados a los suelos residuales en el diseño de cimentaciones en el sur de la provincia de Loja.

En el marco del desarrollo sostenible, este estudio pretende contribuir en el desarrollo urbano de la ciudad de Cariamanga, pues futuras obras ingenieriles para la provisión y mejora de servicios básicos como alcantarillado, acueductos, encauzamiento de quebradas, entre otras; requieren del conocimiento minucioso de las condiciones geotécnicas del suelo para el correcto diseño ingenieril.

Igualmente, otro de los objetivos en la aplicabilidad de este estudio al desarrollo sostenible es el garantizar la seguridad, bienestar social y normal desarrollo de la urbe ante la identificación de posibles zonas de inestabilidades del suelo ante situaciones naturales o antrópicas, gracias a la caracterización geotécnica del suelo.

Figura 1

Ubicación de la zona de estudio en la ciudad de Cariamanga del Cantón Calvas – Provincia de Loja



1.1. Objetivo General

Determinar el comportamiento geotécnico de los suelos residuales de la zona centro-occidente de la ciudad de Cariamanga, cantón Calvas (Provincia de Loja), mediante el análisis e interpretación de resultados de ensayos de piezocono CPTu y ensayos de penetración estándar SPT.

1.2. Objetivos Específicos

- Establecer los principales parámetros geotécnicos de los suelos residuales de la ciudad de Cariamanga a partir de los resultados directos y correlaciones empíricas de los ensayos de piezocono CPTu y penetración estándar SPT, y en correlación con los resultados de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos para calibración y ajuste de parámetros para la definición de unidades geotécnicas.

- Realizar un modelo geotécnico 2D integrando los resultados del ensayo CPTu y los resultados de laboratorio que caracterice el comportamiento geotécnico de estos suelos residuales, y su relación con un perfil de meteorización típico.
- Estimar la capacidad portante última a partir de los ensayos in situ y evaluar la correlación de los resultados obtenidos entre ambos métodos empleados, CPTu y SPT.
- Identificar los posibles riesgos geotécnicos asociados al tipo de suelos presentes en la zona de estudio a partir de los ensayos de laboratorio y corroborados con los ensayos in situ para definir el comportamiento geotécnico de los suelos residuales.
- Definir las limitaciones de las correlaciones empíricas aplicadas para determinar el comportamiento geotécnico del subsuelo sugiriendo una metodología de caracterización geotécnica de suelos residuales.

Capítulo 2

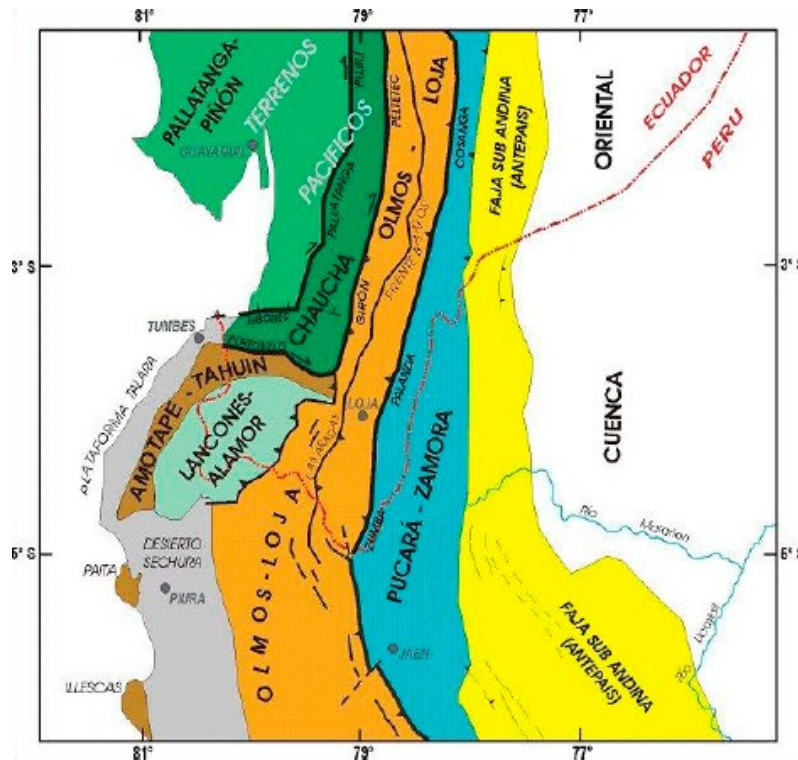
2. Marco Teórico

2.1. Geología Regional

La geología de la región sur del Ecuador y norte de Perú ha sido dividida en Dominios Litotectónicos, los cuales abarcan unidades y formaciones con litologías, características estructurales afines (Pilatasig et al., 2005), la zona de estudio se encuentra dentro de los dominios Litotectónicos Loja-Olmos, que se encuentra constituido de rocas metamórficas de bajo a alto grado con un rango de edades del paleozoico a jurásico cortados por cuerpos intrusivos tipo S (triásico) y tipo I (jurásico) y estructuras emplazadas dentro de la Cordillera Real y su continuación en el Perú como complejo Metamórfico de Olmos (Guilcapi Soto, 2023) (Figura 2).

Figura 2

Esquema de los dominios litotectónicos del sur del Ecuador, incluyendo las principales fallas regionales, la mayoría de las cuales representan límites entre diferentes dominios litotectónicos (Pilatasig et al., 2005)



2.2. Geología Local

La zona de estudio se encuentra en la parte SE de la hoja geológica Cariamanga (INIGEMM, 2017) y al NE de la hoja Geológica Macará (INIGEMM, 2018), escala 1:100 000,

ubicadas al sur del Ecuador en la provincia de Loja. El área de investigación comprende valles y montañas con alturas que varían entre 400 a 3 000 msnm formando parte de la cuenca Alamor-Punta de Piedras.

La secuencia litoestratigráfica presente en la zona de estudio comprende las siguientes unidades:

- **Unidad Ahuaca (MAh).**- Secuencia de rocas volcánicas y volcanoclásticas, que toman su nombre del cerro del mismo nombre, ubicado junto a la ciudad de Cariamanga. Afloramientos tipo se encuentran en los alrededores del cerro Ahuaca al NE de la ciudad de Cariamanga. La unidad Ahuaca se encuentra conformada por un cuello volcánico andesítico de textura porfirítica y tobas dacíticas – riolíticas asociadas que afloran en los alrededores.

El cuello volcánico constituye la expresión de un volcanismo más joven que se encuentra afectando a las rocas que anteriormente estaban agrupadas en la unidad Sacapalca, en algunos afloramientos las tobas se encuentran muy diaclasadas, meteorizadas y alteradas con oxidación superficial, en ocasiones transformadas en arcillas de color blanco y rojizo. Esta unidad se encuentra sobreyaciendo discordantemente a las unidades Changaimina y la Cruz, por correlación estratigráfica se le ha asignado una edad Miocénica. (INIGEMM, 2017).

- **Unidad Changaimina (PCCh).**- Corresponde a las facies lávicas de lo que se conocía como Unidad Sacapalca, esta unidad se encuentra distribuida en los altos farallones encontrados al Norte de Cariamanga, formando prominentes relieves en dirección Sur-Norte, los cuales limitan con la falla Bella María al Oeste, donde la cordillera tiene un cambio de altitud. La secuencia comprende principalmente de lavas andesíticas en forma de domos de afinidad calco – alcalina, textura porfirítica, de color gris y púrpura; esporádicamente se encuentran brechas de tonalidad verdosa.

Esta unidad subyace en contacto transicional a los aglomerados de La Cruz y en las partes bajas de los relieves es sobreyacida en discordancia erosiva por la Unidad el Fundo. Su edad es del Paleoceno. (INIGEMM, 2017).

- **Unidad La Cruz (PCLc).**- Distribuida desde la ciudad de Cariamanga hasta el sector de La Vega y Santa Esther en el Río Catamayo, en una franja de alrededor de unos 12 km de ancho, se encuentra conformada por aglomerados gruesos, groseramente estratificados, brechas con clastos de lavas andesíticas grises y purpuras, tobas aglomeráticas. Se encuentra sobreyaciendo concordantemente a la Unidad Changaimina, subyace en discordancia erosiva a la Unidad el Fundo y contacto discordante a la Unidad Ahuaca. Por correlaciones estratigráficas se le atribuye una edad del Paleoceno Medio. (INIGEMM, 2017).

En la Figura 3 se observa el extracto de las hojas geológicas de Cariamanga y Macará, escala 1:100 000, donde se puntualiza la geología y unidades litoestratigráficas del área de estudio.

2.3. Geología estructural

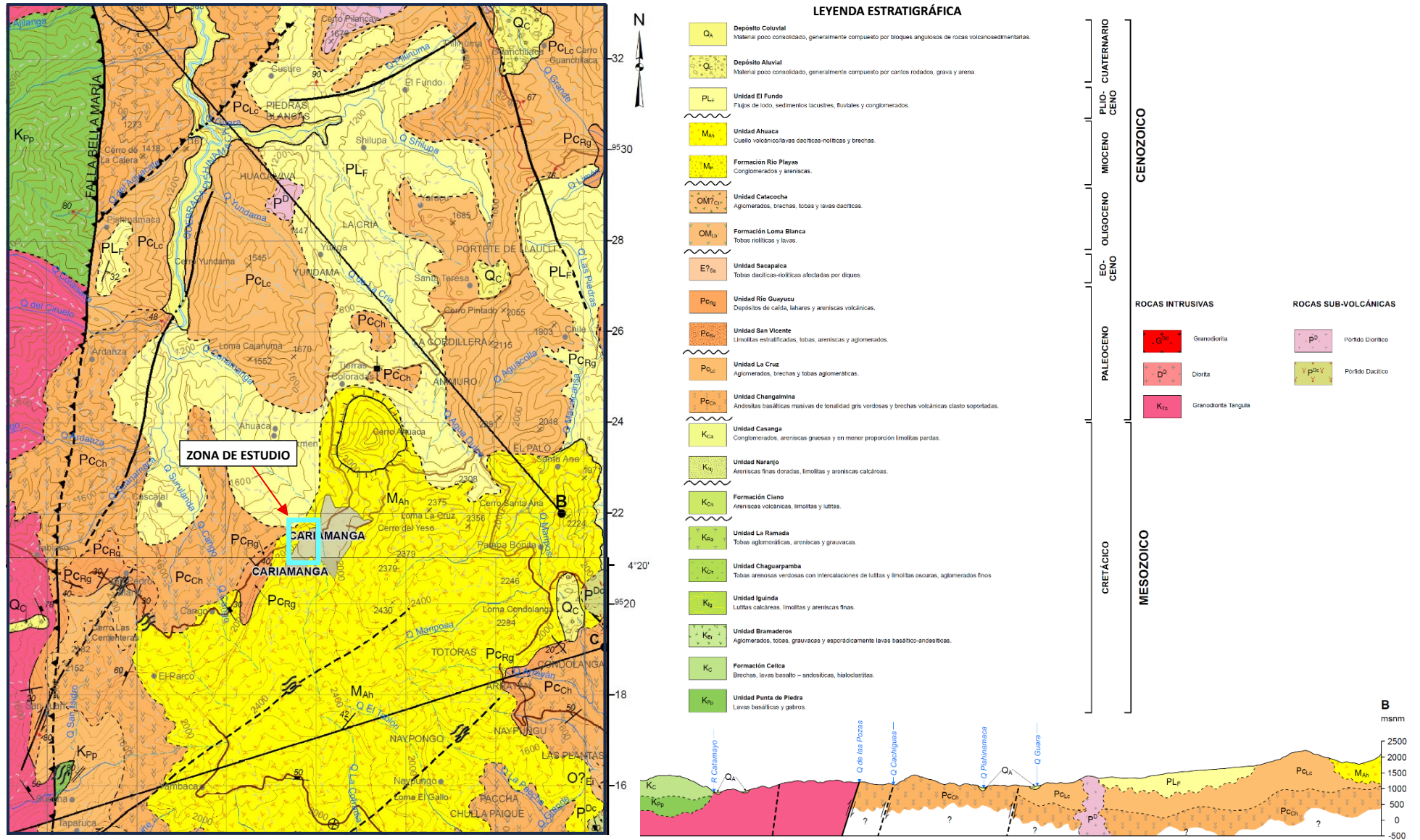
Las fallas presentes en la zona de estudio son las de tipo inverso, que en algunos casos tienden a ser fallas de cabalgamiento, debido al bajo ángulo de inclinación del plano de falla. Las fallas regionales identificadas dentro de la hoja geológica de Cariamanga tienen una dirección preferencial ENE-W SW y se encuentran ubicadas hacia el W, mientras que hacia el E existe una falla en dirección aproximada N-S.

La falla de Yamana, definida en la hoja geológica de Zaruma como de tipo inverso, tiene rumbo general ENE-WSW a veces E-W, buzando al NW y N, con el bloque colgante que converge al SE, limitando la margen NW de la cuenca del Río Playas. Esta falla parece constituir el límite entre las secuencias del Cretácico Inferior ubicadas al N y Cretácico Superior al S y seguramente controló la evolución de la cuenca Paita-Yunguilla y posteriormente Río Playas.

Otra de las principales fallas que atraviesa el área en dirección N-S con ángulo de buzamiento hacia el W, constituye la Falla Bella María. Esta falla se encuentra al E de la ciudad de Catacocha y pone en contacto rocas de composición basáltica y rocas intrusivas de composición granodiorítica al W con rocas volcánicas de composición andesítica

correspondientes a los volcánicos continentales de edades que van del Paleoceno al Mioceno y que anteriormente estaban definidos dentro de la Unidad Sacapalca (Figura 3).

Figura 3
 Geología del área de estudio, escala 1:100 000. Secciones de la Hoja Geológica Macará (INIGEMM, 2018) y de la Hoja Geológica Cariamanga (INIGEMM, 2017)



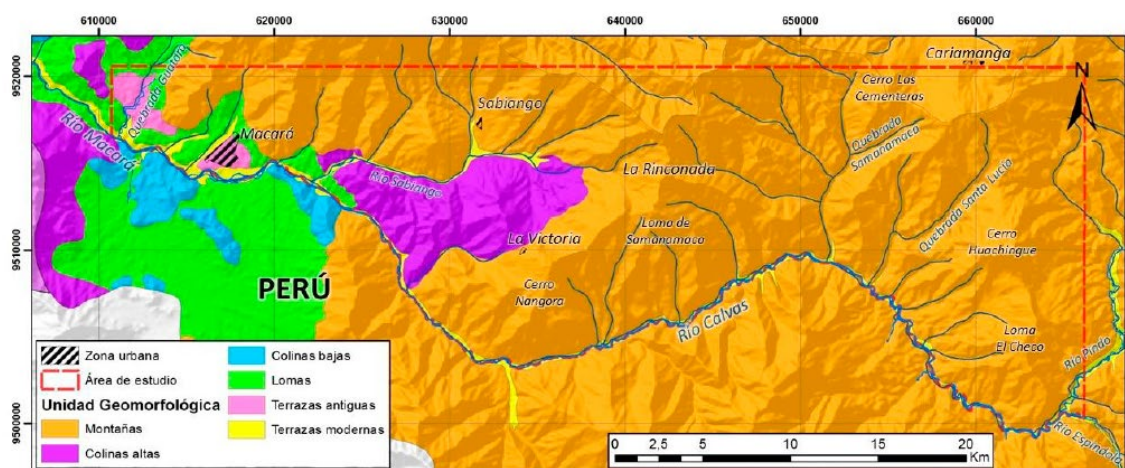
2.4. Geomorfología

La geomorfología presente en la zona de estudio es el resultado de una larga evolución que se ha producido de principal manera por el tectonismo, plutonismo y procesos erosivos, factores que han modelado el relieve hasta alcanzar el paisaje actual.

El área de estudio es parte del sistema montañoso austral interandino del Ecuador que presenta tres categorías de relieve: 1) tipo tectónico erosivo que corresponde a levantamientos tectónicos que generan geoformas montañosas y colinadas con diferentes rangos de alturas y pendientes, destacándose relieves colinados bajos hasta los de tipo montañosos (alturas entre 1200 hasta 2660 msnm); 2) relieve tipo denudativo que corresponde a coluviales y aluviales antiguos-recientes, morfología que se ha originado por acción de la gravedad y erosión; 3) relieves bajos tipo deposicional, con morfologías originadas por la sedimentación, depositación de material acarreado por agentes erosivos como el agua y viento hacia las partes bajas, destacándose la presencia de amplias terrazas aluviales. En la Figura 4 se presentan las geoformas o unidades geomorfológicas regionales alrededor del área de estudio (Vásquez Guañuna, 2017).

Figura 4

Mapa de unidades geomorfológicas del sur del Ecuador – norte del Perú (Vásquez Guañuna, 2017)



2.5. Meteorización y formación de suelos residuales

La meteorización y los sistemas de suelos residen en la interfaz entre la hidrosfera, litosfera de la superficie terrestre. Suelos y sistemas de meteorización son parte de sistemas geomorfológicos, en los cuales existe una relación directa entre los procesos y los productos de la meteorización (Figura 5). (Pope, 2013).

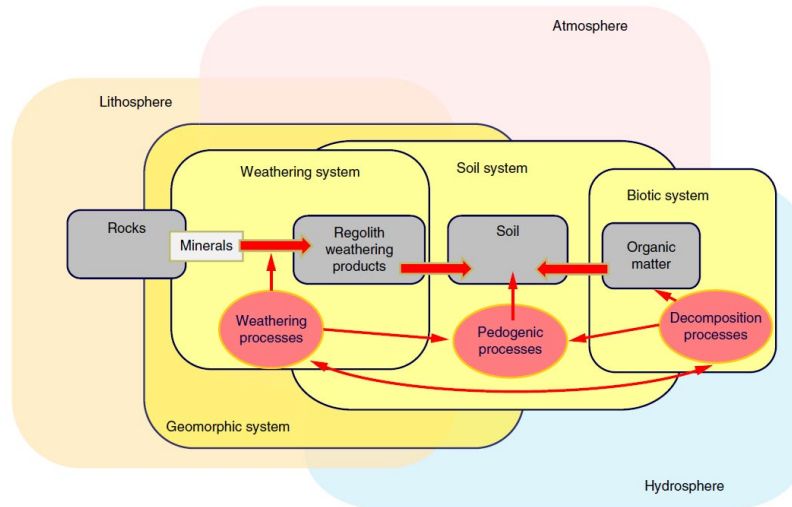
La meteorización generalmente es definida como la alteración y la descomposición de las rocas cerca de la superficie topográfica bajo la influencia primaria de factores atmosféricos. Un suelo residual es un suelo que es formado de la meteorización in situ y la descomposición de roca o los fragmentos de roca que no han sido transportados de su ubicación original. Los tres agentes de meteorización son los procesos físicos, químicos y biológicos (Blight & Leong, 2012)

Los subproductos de la meteorización pueden formar parte del ambiente geomorfológico, estos subproductos son minerales secundarios como arcillas y óxidos de aluminio, cuya mineralogía original se encuentra alterada (Pope, 2013).

Los procesos de meteorización no están restringidos solo a procesos que afectan a la capa superficial expuesta de la corteza terrestre bajo la influencia de factores atmosféricos, los efectos de la meteorización pueden ser observados a mayores profundidades, cambios mineralógicos y de la textura de la roca pueden ser generados por interacciones con aguas meteóricas (Figura 5) (Pope, 2013). En las zonas donde se puede encontrar grandes profundidades de meteorización, se puede utilizar los términos manto de meteorización y meteorización profunda, el primero puede ser usado para denotar la presencia de suelo que ha sido producido a través de la alteración mineralógica y textural del basamento rocoso (roca fresca), el segundo termino hace referencia a la alteración meteórica y sus efectos.

Figura 5

Meteorización y los sistemas de suelos, interacción entre la Litosfera, atmosfera e hidrosfera de la superficie terrestre (Pope, 2013)



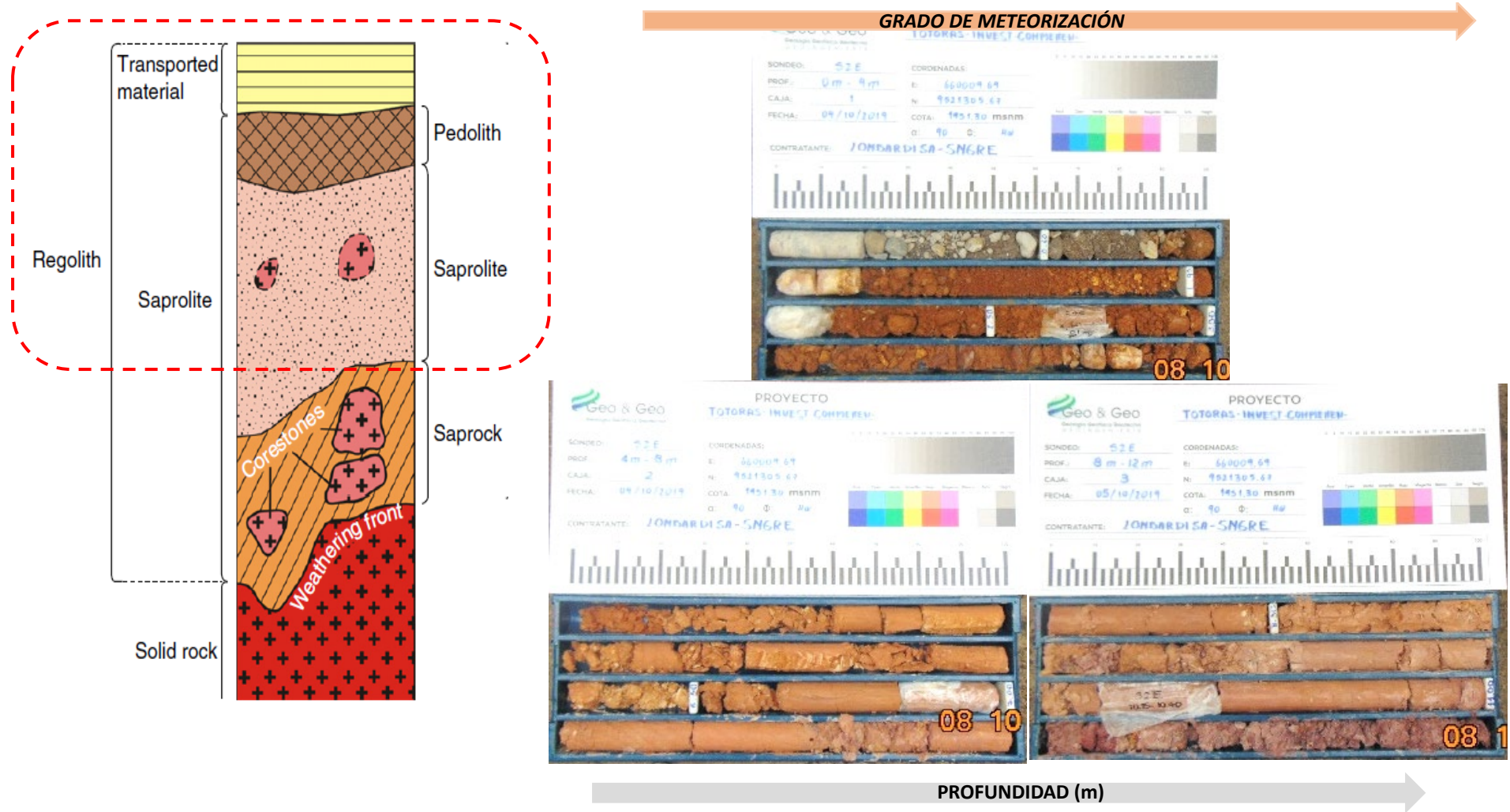
Los procesos de meteorización generalmente producen transformaciones mineralógicas y petrográficas, produciéndose una considerable disminución de las propiedades físico-mecánicas de los macizos rocosos originales bajo varias condiciones climáticas (Alavi et al., 2016). La meteorización depende de la litología, textura y estructura del macizo rocoso y de los materiales de matriz rocosa, para fines ingenieriles se puede agrupar diferentes macizos rocosos afectados por procesos de meteorización que muestran similares efectos comparables de los diferentes grados de meteorización (Kanji et al., 2020).

La meteorización es el proceso de alteración y descomposición de las rocas y los suelos en la superficie terrestre y cerca de ella por descomposición química y desintegración física, el principal proceso de meteorización química depende de la presencia de agua, la susceptibilidad de rocas a la acción química está en función de la composición mineralógica, textura y las discontinuidades, mientras la meteorización física indica procesos de desintegración del macizo rocoso (Dearman, 1995). Durante el proceso de desintegración física los macizos rocosos se descomponen a lo largo de los bordes de sus minerales y en la descomposición química (ej. hidrólisis, oxidación, disolución) preferencialmente se alteran los feldespatos, plagioclasas y biotitas, quedando minerales residuales como el cuarzo y otros resistentes a la meteorización (Borrelli et al., 2014).

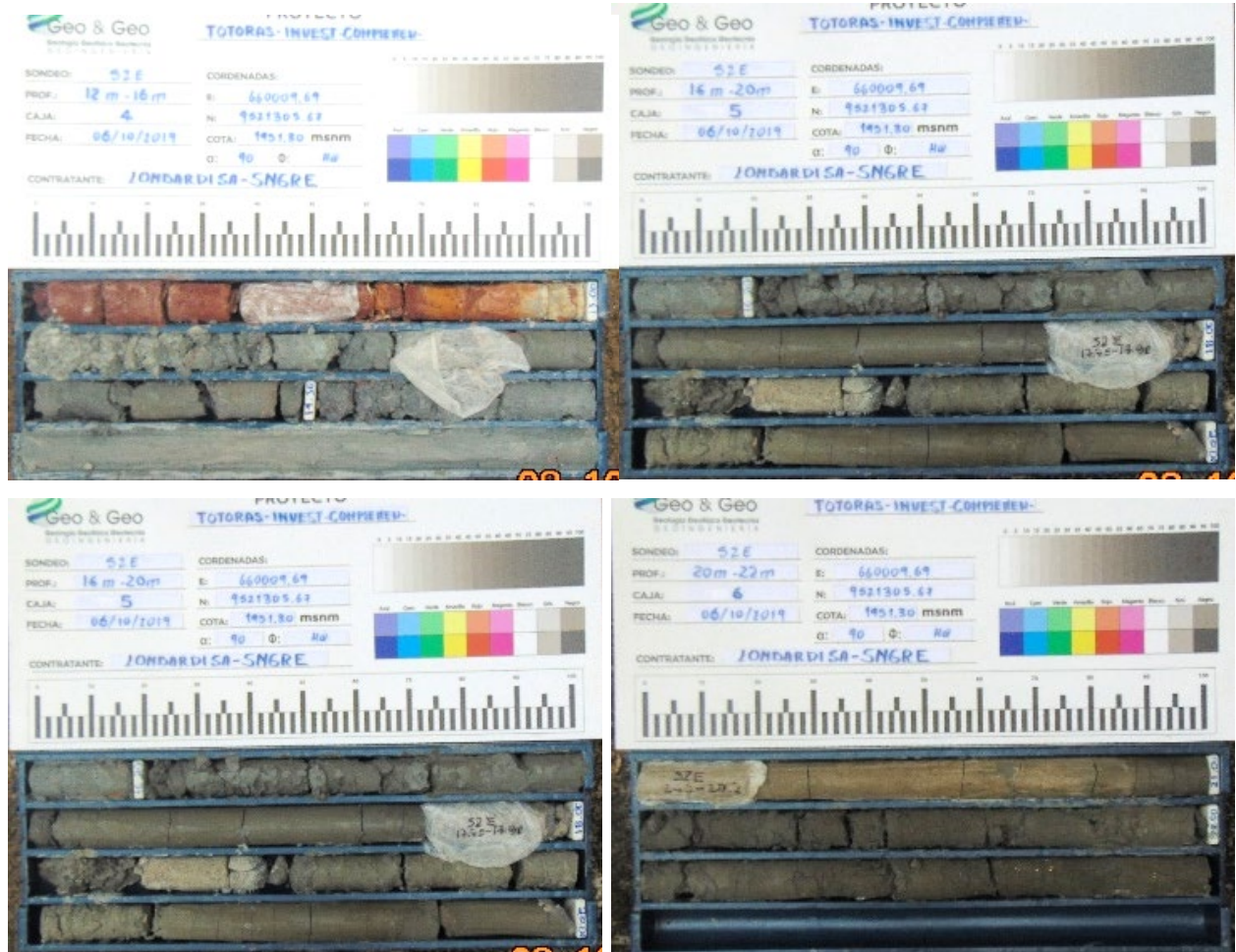
El perfil de meteorización es el ensamblaje vertical de diferentes zonas de meteorización desde el suelo superficial hasta basamento rocoso o roca fresca, el término suelo es usado para indicar un depósito de naturaleza residual, sin relación con los procesos pedogenéticos (Borrelli, Perri, Critelli, & Gullá, 2014). La caracterización de los perfiles de meteorización es crucial en los diseños preliminares y en las etapas de planificación de trabajos geotécnicos relacionados con cimentaciones, estabilización de taludes y excavaciones (Alavi et al., 2016).

Figura 6

Izquierda: Terminología usada para describir los mantos de meteorización, el termino saprolito puede referirse a diferentes partes del manto de meteorización (Pope, 2013); Derecha: Mosaico de fotografías cajas de perforación sondeo S2E profundidad. 22 metros



GRADO DE METEORIZACIÓN →



→ **PROFUNDIDAD (m)**

La literatura técnica y las normas estandarizadas utilizadas en geotecnia presentan esquemas o perfiles típicos de meteorización, estos perfiles son idealizados y no se aplican a todos los perfiles de meteorización (Kanji et al., 2020).

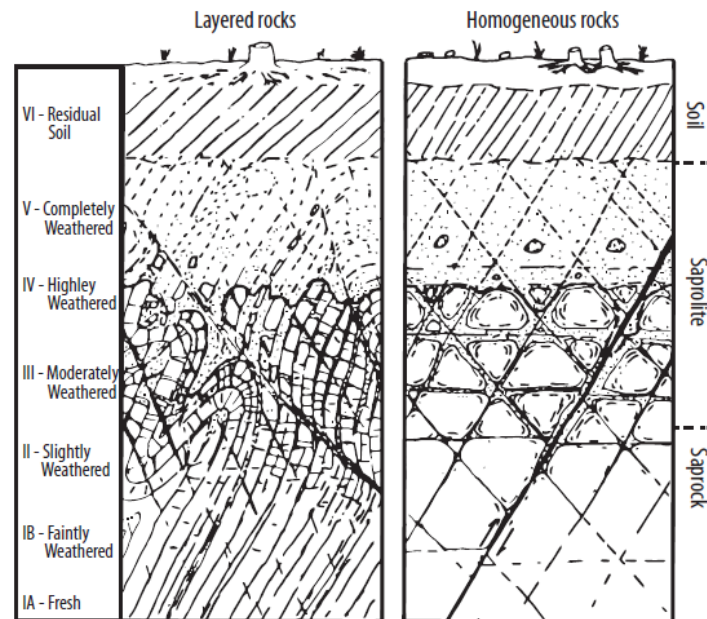
Una clasificación y descripción de varios grados de descomposición asociados con la meteorización para rocas y macizos rocosos meteorizados fueron propuestas por el grupo de trabajo de la sociedad de Ingeniería Geológica (Martin & Stacey, 2018); a continuación, se detalla los diferentes grados de meteorización en la Tabla 1 y el respectivo perfil definiendo los diferentes horizontes que se pueden encontrar en los suelos residuales como se expone en la Figura 6.

Tabla 1
Meteorización, grados de descomposición y características asociadas (Norbury et al. (1995) y Martin & Stacey (2018))

Grado	Descomposición	Características Típicas
VI	Suelo Residual	La textura original de la roca está completamente destruida, puede disgregarse fácilmente con la mano o presión de los dedos hasta sus granos constituyentes.
V	Completamente descompuesta	La textura original de la roca se conserva; puede disgregarse con la mano o presión de los dedos hasta sus granos constituyentes; se marca fácilmente con la punta de un martillo geológico; se desintegra en contacto con el agua; completamente decolorada en comparación de la roca fresca.
IV	Altamente descompuesta	Puede romperse manualmente en fragmentes pequeños; al golpear con el martillo emite un sonido opaco, no se marca fácilmente con la punta del martillo; no se desintegra en presencia del agua; completamente descolorado en comparación de la roca fresca.
III	Moderadamente descompuesta	Normalmente no se puede romper a mano, se rompe fácilmente con martillo, emite un sonido opaco o ligeramente metálico al golpearla; completamente decolorada (oxidada).
II	Ligeramente descompuesta	No se rompe fácilmente con el martillo; produce un sonido metálico al golpearla, generalmente presenta los colores de la roca fresca, aunque presenta oxidación cerca de las superficies de las discontinuidades.
I	Roca Fresca	No se rompe fácilmente con el martillo, produce un sonido metálico al ser golpeado; no presenta signos visibles de descomposición (sin decoloración).

Figura 7

Diagrama esquemático de un Perfil de meteorización típico de un suelo residual. (Martin & Stacey, 2018)



Un perfil de meteorización generalizado se puede observar en la Figura 6 y Figura 7, la terminología aplicable para la descripción de los suelos de estos perfiles de acuerdo con las propiedades geológicas y geotécnicas se describen a continuación (Martin & Stacey, 2018):

- **Regolito:** El perfil regolito tiene dos componentes, saprolito y pedolito cada uno de ellos es diferenciado por su estructura. El saprolito conserva la estructura original de la roca y su mineralogía primaria, el pedolito puede ser diferenciado por el cambio de su estructura (mineralogía y estructura), se encuentran estratos o niveles de arena gruesa o arcilla y limo, la base del saprolito es el límite con la roca con bajo grado de meteorización (roca fresca).

- **Suelo Residual (Pedolito):** El término se usa para describir el estrato superior del perfil, cerca de la superficie producto de la meteorización in situ, sin presencia de la textura y estructura de la roca original.

- **Saprolito:** En el saprolito se pueden identificar dos horizontes, el saprock y el saprolito propiamente dicho. La textura y estructura del basamento rocoso pueden preservarse con minerales producto de la meteorización (>20% minerales alterados-meteorizados). Los efectos de la meteorización ocurren en los bordes de los minerales, clivaje,

fisuras o cizallas (shears), diaclasas o juntas afectando solo a minerales específicos, los primeros signos del proceso de meteorización generalmente es la disolución de carbonatos, oxidación de sulfuros y meteorización de silicatos (alteración de feldespatos y plagioclasas a arcilla).

- **Saprock:** Hacia la base del saprolito se encuentra el saprock, presenta una ligera meteorización con menor porcentaje de minerales producto de la meteorización y alteración (< 20% minerales alterados-meteorizados), es un macizo rocoso con ligera meteorización y con baja porosidad, el saprock frecuentemente se encuentra más fracturado que su equivalente roca fresca. En esta zona de transición se pueden encontrar núcleos de roca con menor grado de meteorización, estos toman el nombre de corestone.

2.6. Meteorización profunda y rocas con alteración hidrotermal

Generalmente, el proceso de alteración hidrotermal ocurre en la intrusión de depósitos tipo pórfido y yacimientos epitermales relacionados con actividad volcánica, los halos de alteración suelen estar zonificados, pero cerca de la superficie, este proceso de alteración hidrotermal posteriormente puede verse afectado por diferentes grados de meteorización física y química (Figura 8), fluidos calientes casi siempre alteran significativamente las rocas en las cuales se emplazan.

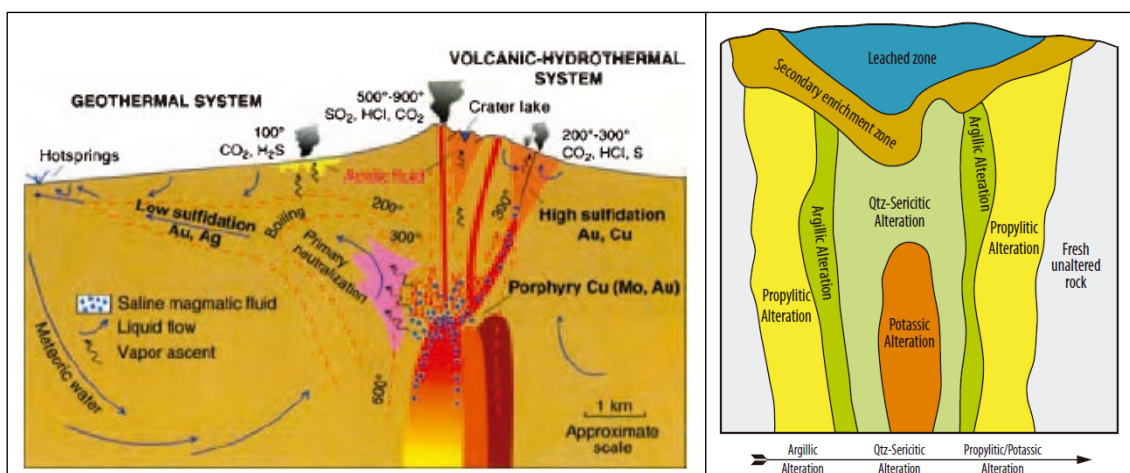
La composición de estos fluidos puede ser altamente variable, incluyendo varios tipos de gases, sales y complejos metálicos, pero a menudo contiene azufre y cloro. A medida que esta agua percola a través del macizo rocoso, cambia la composición mineralógica y química del macizo en un proceso conocido como alteración hidrotermal. Esta alteración hidrotermal afecta las características de las propiedades físicas de las rocas, cambiando las características de las propiedades ingenieriles originales de las mismas, modificando su resistencia y sus propiedades hidrogeológicas (Martin & Stacey, 2018).

Los macizos rocosos que presentan alteración hidrotermal suelen estar asociados con zonas tectónicas, que dan lugar a rocas altamente fracturadas, la frecuencia y condición de las

discontinuidades y la condición la matriz rocosa pueden ser parámetros útiles para su clasificación (Kanji et al., 2020).

Figura 8

Relación entre intrusivos profundos y depósitos epitermales (izquierda). Halos de alteración hidrotermal y superficie de meteorización asociados con pórfidos cupríferos (derecha)



En la Tabla 2 se resumen las condiciones que permiten o limitan el grado de meteorización, las propiedades de las rocas y la morfología local determinan qué tan susceptible puede llegar un material in situ a la meteorización, el clima y el tiempo (regímenes de precipitación) son factores externos que condicionan la tasa de meteorización y la naturaleza del producto final. La composición mineralógica de la roca determina el comportamiento de los minerales primarios en presencia de agua (grado de descomposición), discontinuidades del macizo rocoso permiten el flujo de agua, exponiendo progresivamente el material a la meteorización, dependiendo de los tipos de discontinuidades estará relacionada la permeabilidad y grado de meteorización (Pope, 2013).

La meteorización es un proceso gradual, normalmente se caracteriza y divide el macizo meteorizado en diferentes capas con similares características en sus propiedades ingenieriles. Esta caracterización se limita al estado actual de la meteorización en el momento que es estudiado, sin considerar los posibles cambios relacionados con procesos futuros (Kanji et al., 2020).

Tabla 2
Factores que favorecen la meteorización profunda (Pope, 2013)

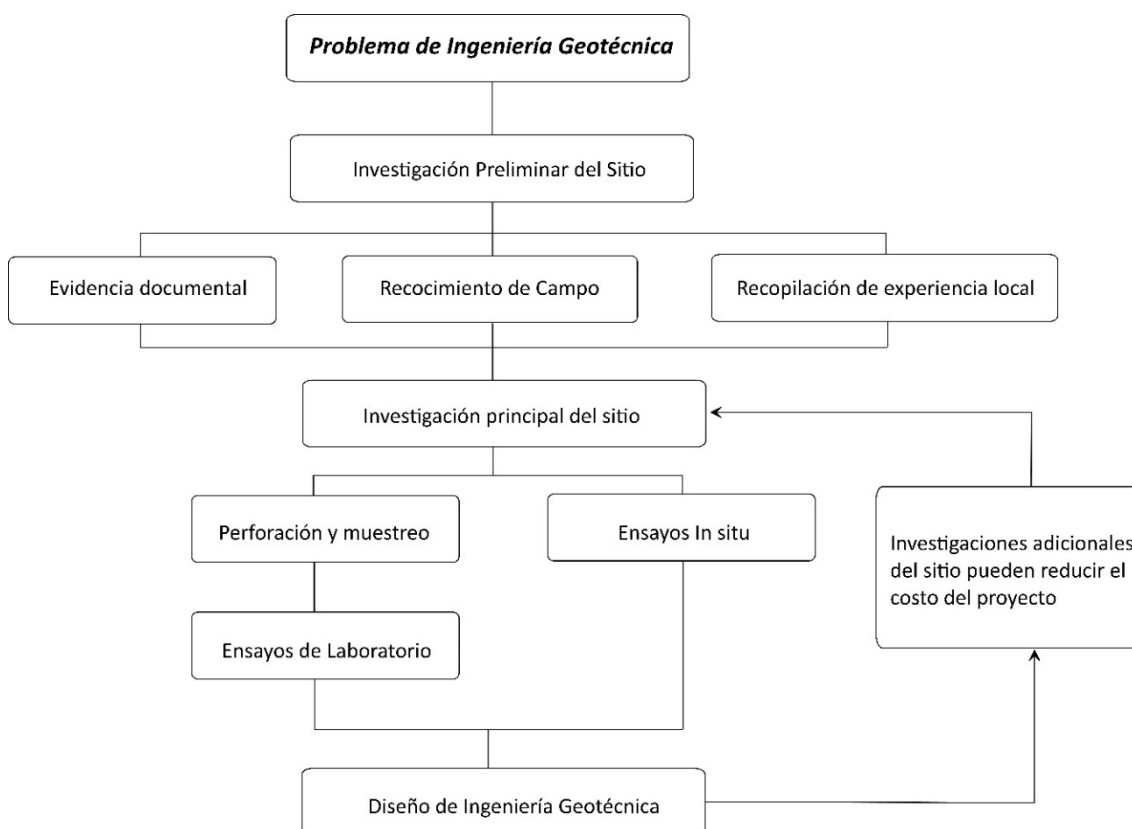
Factor	Condiciones que favorecen la meteorización profunda	Condiciones que limitan la meteorización profunda
Propiedades de la Roca		
Mineralogía y química de la roca	<p>Las rocas contienen una gran proporción de minerales fácilmente meteorizables, como olivino, inosilicatos o carbonatos</p> <p>La composición química de la roca presenta menor porcentaje de sílice, pero más hierro, calcio, sodio y magnesio</p>	<p>Las rocas con mayor cantidad de Cuarzo son menos propensas a la formación de mantos de meteorización con grandes espesores.</p> <p>El progreso de la meteorización es más lento en la rocas con mayor contenido de sílice; en las rocas con feldespatos, los feldespatos potásicos son más difíciles de descomponer que los feldespatos Na-Ca</p>
Textura (Fábrica)	<p>La fábrica es débil y la desintegración de la estructura roca/mineral puede producirse fácilmente (por ejemplo, mediante la hidratación de la biotita)</p> <p>Porosidad primaria y secundaria incrementa, permitiendo una mejor percolación del agua</p>	<p>Cristales y granos entrelazados, con hinchamiento de los minerales insignificante</p> <p>Porosidad Primaria muy baja</p>
Discontinuidades	<p>Densidad de fracturas alto, permite una mayor infiltración</p> <p>Las Juntas son discontinuas y forman una red irregular, lo que ralentiza el movimiento de agua a través de la roca</p>	<p>Rocas Masivas con discontinuidades espaciadas presenta menor circulación de agua</p> <p>Juntas abiertas y continuas permiten un paso rápido de agua a través de la roca, con limita interacción roca-agua</p>
Geomorfología		
Relieve Local	<p>Disponibilidad de agua es mayor en las zonas de media pendiente y en el pie de la ladera</p>	<p>Las partes superiores de las laderas y las cimas de colinas drenan el agua y son afectadas en menor grado por la meteorización</p>
Relieve Regional y evolución del paisaje a largo plazo	<p>Escasa erosión superficial permite que los productos de la meteorización permanezcan in situ y el manto meteorizado incremente su espesor</p>	<p>Pendientes altas del relieve, permiten una mayor erosión, lo que limita la generación de productos de meteorización</p>
Clima		
Precipitación	<p>Una mayor precipitación aporta mayor cantidad de agua al sistema de meteorización, ya sea a lo largo del año o en estaciones específicas</p>	<p>La meteorización profunda es limitada en ambientes áridos</p>
Temperatura	<p>Temperaturas altas tienen un impacto positivo en las tasas de las reacciones químicas</p>	<p>Las bajas temperaturas ralentizan las reacciones químicas; congelamiento del suelo puede interrumpir temporalmente un proceso de meteorización profunda</p>

2.7. Propiedades geotécnicas de suelos residuales

En un proyecto de ingeniería civil, se debe realizar un estudio detallado de mecánica de suelos, con la finalidad de establecer los tipos de suelos presentes en los que se determinará: perfiles típicos de suelos y estratigrafía, nivel freático, estimaciones de permeabilidad, propiedades resistentes de los suelos, características estructurales del macizo rocoso y posibles zonas de falla, además de las propiedades índice de las diferentes unidades geotécnicas que se encuentren en la zona de estudio (Blight & Leong, 2012). Las investigaciones geotécnicas in situ son el primer paso en resolver la mayoría de los problemas geotécnicos, dentro de las actividades principales destacan la revisión de la geología y estratigrafía del sitio, perforaciones geotécnicas, toma de muestras alteradas e inalteradas, ensayos geotécnicos in situ y ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de los suelos, en la Figura 9 se resume el flujo de trabajo en un proyecto geotécnico (Briaud, 2023).

Figura 9

Diagrama de actividades a desarrollarse en una investigación geotécnica (Briaud, 2023)



Los suelos residuales son materiales complejos, variables en su composición química y tamaño de partículas, el estudio de estos requiere de una terminología que sea fácilmente entendible por los especialistas en diferentes países y en diferentes áreas (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

La caracterización y evaluación de propiedades geotécnicas de suelos residuales es un tema complejo, dado que este tipo de materiales se forman de los procesos de meteorización física, química y biológica de la roca, esta descomposición in situ del basamento rocoso y sus minerales genera características particulares en su comportamiento mecánico (Huat et al., 2013).

Las propiedades índices de los suelos residuales indican que la meteorización se extiende grandes profundidades, pudiéndose encontrar apreciable variación en su distribución de su granulometría, densidad, contenido de humedad y sus límites líquidos y plásticos (Rahardjo et al., 2004).

La investigación del subsuelo en suelos residuales a menudo revela perfiles de meteorización que presentan una alta heterogeneidad en dirección vertical y horizontal, complejos arreglos estructurales, una marcada tendencia a la metaestabilidad debido a los procesos de descomposición y lixiviación (Huat et al., 2013).

Las propiedades geotécnicas índices consideradas para el presente estudio se describen a continuación:

2.7.1. Granulometría

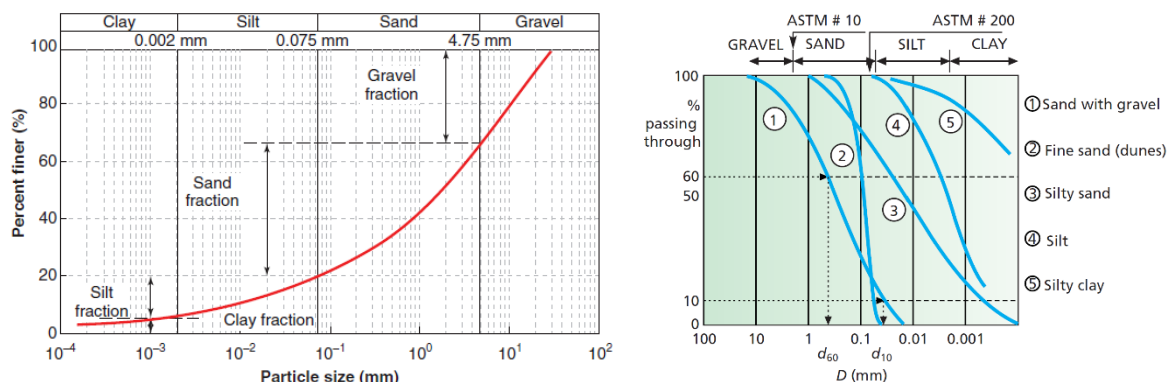
Los suelos pueden ser clasificados según el tamaño predominante de sus granos, por lo general todo suelo presenta una mezcla de partículas de diferentes formas y granulometrías que pueden variar desde grandes bloques hasta granos muy finos. Es usual que el contenido de gravas y arenas se determine en tamices, mientras que el porcentaje de finos se obtenga mediante ensayos de sedimentación (Fratelli, 1993). La norma ASTM D6913 establece el

procedimiento para determinar la clasificación de los suelos en función de su granulometría.

En la Figura 10 se observan ejemplos de distribución de curvas granulométricas.

Figura 10

Izquierda (Briaud, 2023): Ejemplo de curva de distribución del tamaño de las partículas. Derecha (González de Vallejo & Ferrer, 2011): Ejemplo configuración de diferentes curvas granulométricas



2.7.2. Límites de Atterberg

El tamaño de partículas no es el principal factor que controla el comportamiento de los suelos finos (limos y arcillas), el comportamiento de estos materiales se basa en la capacidad del suelo para deformarse y mantenerse unido (consistencia). Los límites de Atterberg son los contenidos de agua de un suelo de grano fino remoldeado, se realizan en muestras que han sido remoldeadas de limos o arcillas, los mismos que indican los puntos en los que la consistencia de un suelo de grano fino cambia de un estado líquido a un estado plástico (Límite Líquido LL), de un estado plástico a un estado semisólido (Límite Plástico LP) y de un estado semisólido a un estado sólido (Límite de Contracción LC) (Briaud, 2023).

Los procedimientos estándar para obtener los límites líquido y plástico están establecidos en la norma ASTM D4318. El Índice de Plasticidad (IP) se define como la diferencia entre los límites líquido y plástico, es una medida del rango del contenido de humedad (Martin & Stacey, 2018), ver Figura 11 y Figura 12.

Figura 11
Definición de los Límites de Atterberg (Das, 2019)

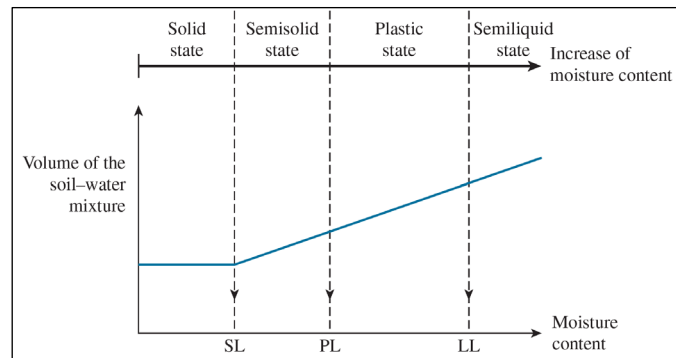
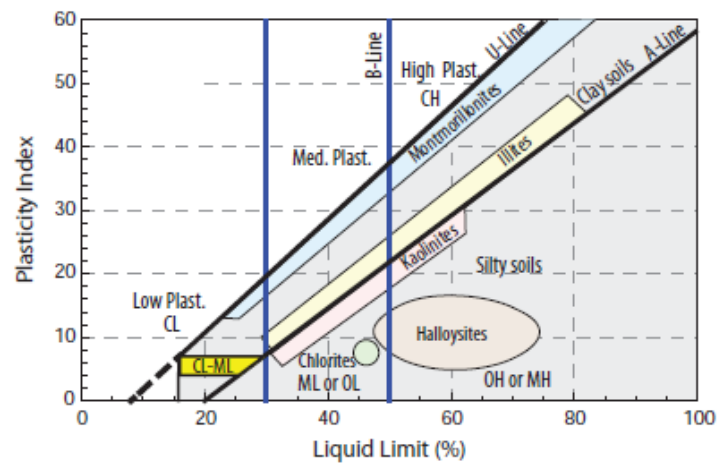


Figura 12
Carta de Plasticidad Casa Grande (Read & Stacey, 2010)



2.7.3. Clasificación SUCS

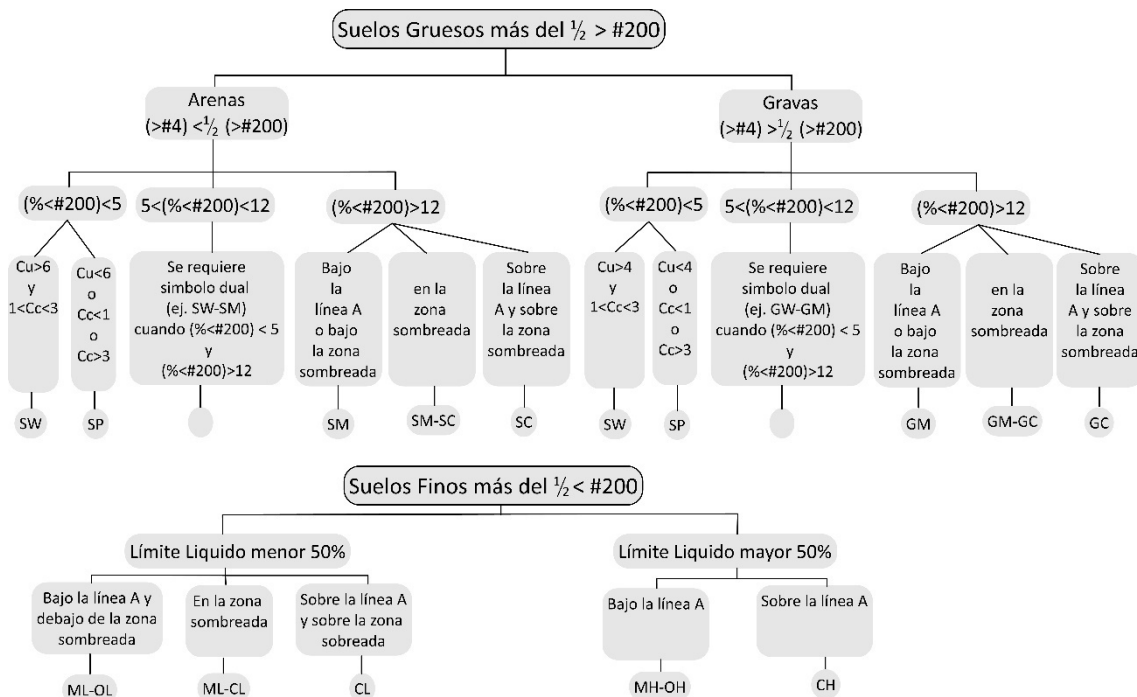
La clasificación de suelos divide a los suelos en grupos y subgrupos basados en propiedades ingenieriles comunes como son granulometría, límite líquido y límite plástico. El Sistema Unificado de Clasificación de suelos SUCS fue propuesto originalmente por A. Casagrande en 1942 y posteriormente revisado y adoptado por la oficina de Reclamación de los Estados Unidos y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. Actualmente, el sistema se utiliza en todos los trabajos geotécnicos en el mundo (Das, 2019).

El proceso para clasificar un suelo consiste en una serie de pasos organizados en un árbol de decisiones que está basado en el porcentaje de suelo pasante en el tamiz No. 200. Si el suelo tiene más del 50% en peso de partículas mayores a 0.075 mm, se clasifica como suelo de grano grueso. Si tiene más del 50% en peso de partículas menores a 0.075 mm, se clasifica

como un suelo de grano fino. En el SUCS se emplean dos letras XY, donde X define el grupo principal del suelo e Y describe las características de dicho grupo (Figura 13).

Los suelos de grano grueso se clasifican en función de la granulometría, mientras que los suelos de grano fino se clasifican según su plasticidad, utilizando la carta de plasticidad de Casagrande. En esta carta, la línea A separa las arcillas y los limos, mientras que la línea U establece el límite superior para cualquier suelo de grano fino (Das, 2019).

Figura 13
Diagrama de flujo para clasificación de suelos SUCS. (Briaud, 2023)



2.7.4. Índices de consistencia

El propósito de evaluar los parámetros de consistencia es obtener una idea sobre la idoneidad de un suelo cohesivo para fines ingenieriles, estos permiten describir el estado natural de un suelo a partir de su humedad y su relación con los límites Atterberg (Bodó & Jones, 2013).

A partir del Índice de Consistencia (IC) (Ecuación 2.1), a partir de este valor se puede estimar el grado de firmeza o cuan blando puede estar un suelo en su estado natural:

$$IC = \frac{LL-w}{IP} \quad (2.1)$$

El Índice de Liquidez (IL) (Ecuación 2.2), describe el estado de consistencia que se encuentra un suelo cohesivo en función de su contenido de humedad natural en relación con sus límites Atterberg.

$$IL = \frac{w-LL}{IP} \quad (2.2)$$

2.7.5. Densidad

La norma que describe el procedimiento para determinar la densidad húmeda y seca de muestras de suelos es la norma ASTM D7263, procedimiento que permite determinar la densidad natural y seca de muestras inalteradas de suelos, muestras alteradas, muestras remoldeadas y reconstituidas.

2.7.6. Resistencia al corte ensayo Triaxial

Los ensayos triaxiales permiten determinar la resistencia al corte y el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. En el ensayo triaxial se somete a esfuerzos controlados axiales o desplazamientos axiales y esfuerzos radiales. La muestra lateralmente confinada por una membrana, y los esfuerzos radiales se aplican mediante la presión de la cámara. Los esfuerzos axiales se aplican mediante la carga de un émbolo (Budhu, 2011). La norma ASTM D2850 describe el procedimiento para ensayos triaxiales tipo UU (Triaxial no consolidado no drenado).

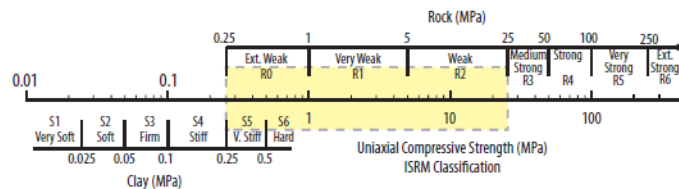
2.7.7. Resistencia a la compresión simple (Rocas)

La resistencia a la compresión uniaxial es un criterio ampliamente utilizado en Ingeniería Geológica para establecer los límites entre suelo y roca intacta, el ensayo consiste en someter una probeta a una carga axial para provocar su rotura en laboratorio. Los llamados suelos duros y rocas blandas se encuentran en la zona de transición, los límites sugeridos por diferentes clasificaciones se establecen en un rango de 1 a 1.25 MPa, en la

Figura 14 se muestra el rango aplicable a la zona de transición de rocas débiles a suelos duros. (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Figura 14

Rango de resistencias a la compresión Uniaxial típicas asociado a rocas débiles. (Martin & Stacey, 2018)



2.8. Ensayos geotécnicos in situ

A través de ensayos geotécnicos de campo (in situ), se obtienen una serie de características geotécnicas del suelo aplicando correlaciones empíricas que relacionan los resultados directos del ensayo, que constituyen indicadores indirectos de las propiedades del suelo, con las propiedades intrínsecas del suelo.

Por la disponibilidad de la información existente para el presente estudio, se consideraron dos tipos de ensayos geotécnicos: Ensayo de Piezocono CPTu y Ensayo de Penetración Estándar SPT.

2.8.1. Ensayo de piezocono (CPTu)

El ensayo de piezocono (CPTu) constituye una versión renovada del ensayo de penetración estática (CPT), tipificado por la incorporación de un dispositivo o sensor que permite el registro en tiempo real de la presión intersticial de agua de poros (u), además de los conocidos parámetros resistentes como la resistencia a la penetración por punta o cono (q_c) y resistencia a la penetración por fricción o fuste (f_s) que proporciona igualmente el ensayo de penetración estática CPT.

Al igual que el ensayo de penetración estática CPT, el ensayo de piezocono CPTu provee un registro continuo de las secuencias estratigráficas que conforman el terreno investigado (Devincenzi M. J., 2003). Efectivamente, la discretización detallada del perfil estratigráfico con base al comportamiento geotécnico de los diferentes niveles o estratos

como su rigidez y resistencia, así como aquellos niveles estratigráficos que puedan constituir bordes drenantes que aceleren los procesos de consolidación ante la aplicación de futuras cargas, representa una de las principales particularidades del ensayo de piezocono (Devincenzi & Frank, 2004).

Dependiendo del tipo de suelos a investigar, principalmente por su grado de rigidez y granulometría, la aplicabilidad del ensayo de piezocono CPTu se limita a suelos de consistencia blanda a firme o poco densos, y de granulometrías tipo arenas (granulares) o tipo arcillas y limos (cohesivos); mientras que en suelos con abundante contenido de gravas y bloques o suelos de elevada rigidez, su aplicabilidad es restringida ya que no constituyen suelos aptos para el hincamiento del piezocono debido a que estos suelos pueden causar daños en los equipos altamente sensibles (Lunne et al., 1997).

El equipo indispensable para la realización de ensayos de piezocono consta de los siguientes componentes (Mayne, 2007) (Figura 15):

- **Penetrómetro de cono eléctrico:** De punta cónica con un ángulo de abertura igual a 60° , una sección base de 10 cm^2 de superficie proyectada y un diámetro exterior de 35.7 mm, acoplado a una manga o camisa de fricción de superficie igual a 150 cm^2 y 134 mm de longitud. Presenta celdas de carga o transductores que emiten señales analógicas de medición de resistencia de punta (q_c), resistencia por fricción (f_s) y presión intersticial de agua de poros (u), además de un filtro o elemento poroso para medición de la presión intersticial del agua de poros que puede ir colocado en la parte intermedia del cono (u_1), entre el cono y la manga de fricción (u_2) o en la parte superior al final de la manga de fricción (u_3).

- **Sistema de empuje hidráulico:** Consiste en un varillaje de empuje, un mecanismo de empuje hidráulico y un sistema de reacción (Devincenzi & Frank, 2004), la capacidad de empuje necesaria para la penetración del piezocono varía generalmente entre 10 y 20 toneladas (100 y 200 kN), aunque entre 2 y 5 toneladas de capacidad (20 y 50 kN) son también comunes para su aplicación en suelos blandos (Lunne, Robertson, & Powell, 1997).

- **Unidad de adquisición de datos:** En tiempo real recepta las señales analógicas emitidas por las celdas de carga o transductores situados al interior del penetrómetro, a través de cable de transmisión de datos, señales que luego de ser amplificadas, son convertidas en señales digitales por medio de un convertidor A/D que finalmente son interpretadas por un ordenador portátil en superficie, restituyendo continuamente en forma gráfica y/o numérica los parámetros medidos como resistencia de punta (q_c), resistencia al fuste (f_s) y presión de agua de poros (u_2), y otros parámetros derivados de éstos, en tiempo real con intervalos de lectura cada 10 mm, 20 mm o 50 mm (Devincenzi & Frank, 2004).

El ensayo de piezocono CPTu está estandarizado por la norma ASTM D5778, para el caso de piezoconos eléctricos, cuyo procedimiento consiste en hincar a presión mediante el sistema de empuje hidráulico, una punta cónica acoplada a un varillaje, con una tasa de avance de penetración de 20 ± 5 mm/s (Díaz Trillos, 2011).

Un procedimiento importante que comúnmente suele llevarse a cabo con el ensayo de piezocono es una prueba de disipación (U) que consiste en detener el avance del cono y registrar como se disipa el exceso de presión de poros respecto al tiempo hasta alcanzar un cierto porcentaje del valor de equilibrio que coincide con el valor de la presión hidrostática a la profundidad del captor de presión (Devincenzi & Frank, 2004); o como indican (Lunne, Robertson, & Powell, 1997), registrar datos hasta alcanzar como mínimo un 50% (t_{50}) de disipación (U) del exceso de presión de poro (Ecuación 2.3):

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o} \cdot 100\% \quad U = \frac{\Delta u}{\Delta u_o} \cdot 100\% \quad (2.3)$$

Donde,

u_t = Presión de poros en un tiempo t (u_2)

u_o = Presión de poros en equilibrio in situ

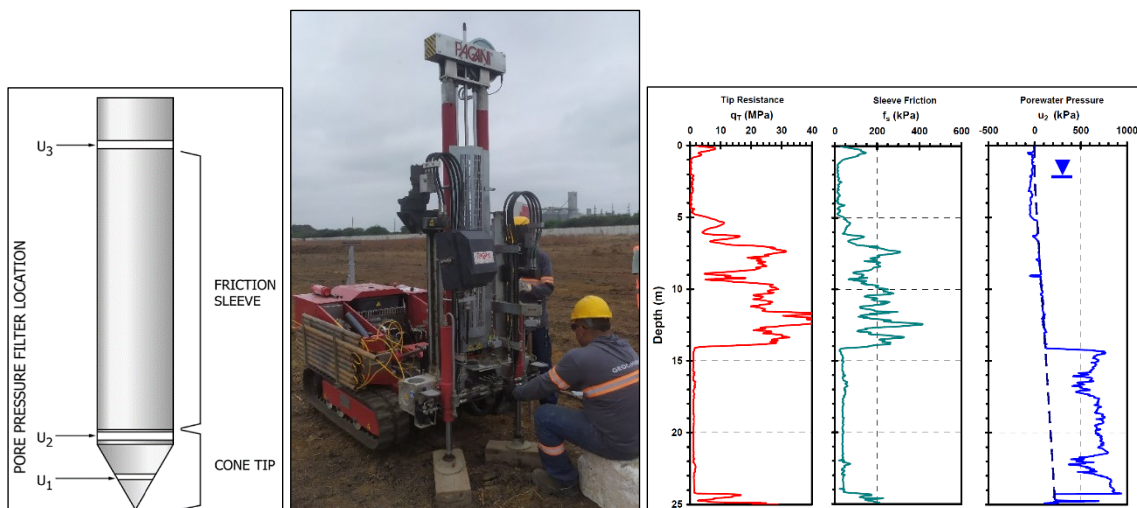
u_i = Presión de poros al inicio de la prueba de disipación.

Mientras se efectúa el ensayo, se grafica el exceso de presión de poros normalizado $\Delta u / \Delta u_o$ en función del logaritmo del tiempo o la presión de poros total ($u_t = u_2$) en función del logaritmo del tiempo (Gutiérrez González, 2002).

La disipación de la presión de poro en exceso generada por la penetración del piezocono depende del coeficiente de consolidación horizontal (Ch) del suelo que a su vez es función de la compresibilidad y permeabilidad horizontal (Kh) del terreno (Robertson & Cabal, 2022).

La prueba de disipación puede realizarse en cualquier momento y profundidad, y de acuerdo con los estratos a investigar, donde la tasa de disipación es función inversa del tamaño granulométrico de las partículas del suelo, la misma que incrementa mientras menor es el tamaño granulométrico y viceversa; es decir en arenas la disipación puede ocurrir rápidamente, pero puede tomar varias horas en arcillas plásticas.

Figura 15 Izquierda: Esquema gráfico de piezocono con localizaciones de filtro de medición de presión de agua de poros (u) (ASTM D5778). Centro: Sistema de empuje hidráulico tipo oruga hidrostática versión TG 63-150 marca PAGANI (Práctica de Campo Ensayos In Situ – ESPOL Durán-Ecuador). Derecha: Ejemplo ilustrativo de representación gráfica de resultados de ensayo de piezocono CPTu (Mayne, 2007)



2.8.2. Ensayo de penetración estándar (SPT)

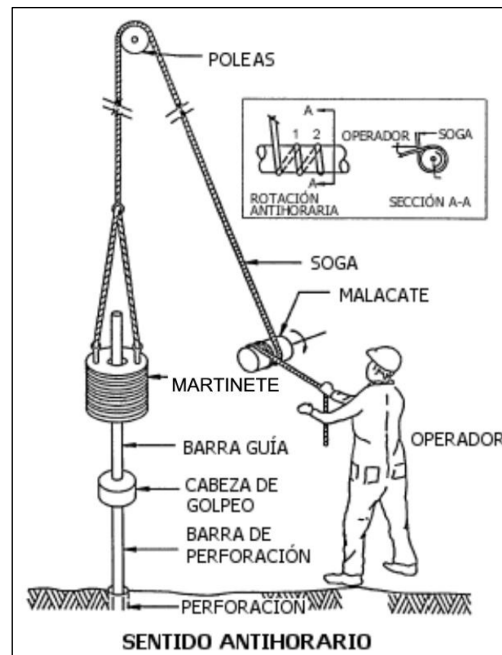
El ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test - SPT) figura como uno de los ensayos in situ más difundidos y de gran relevancia para la determinación y caracterización de las propiedades geotécnicas de suelos.

El ensayo de penetración estándar SPT está regulado por la norma ASTM D1586, que consiste en determinar la fuerza necesaria para hincar en el suelo un barril muestreador de cuchara partida de una longitud estándar de 45 cm y diámetro estándar de 50 mm, que a su vez proporciona una muestra alterada del suelo para la obtención de ciertas propiedades índice del suelo mediante ensayos de laboratorio (Manzur, 2020).

El procedimiento radica en la aplicación de una carga o peso mediante la caída de un martillo o martinete de 63.50 ± 5 kg (140 ± 2 lb), desde una altura de 76.20 cm (30 in), a través de un mecanismo de liberación mediante soga y malacate, sobre un cabezal de golpeo acoplado a una barra guía y éste a su vez al varillaje de perforación que se ensambla al barril muestreador de cuchara partida, el mismo que penetra en el suelo dependiendo de la resistencia del mismo. En la Figura 16 se observa un esquema demostrativo del ensayo de penetración estándar SPT.

Figura 16

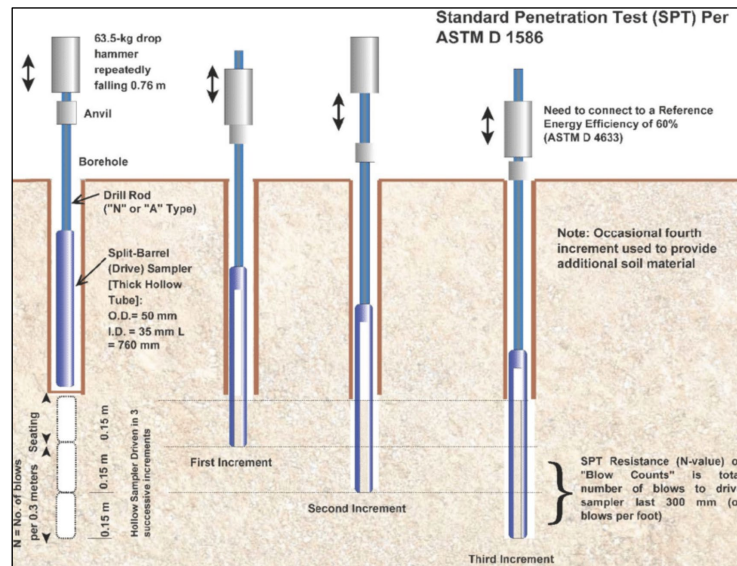
Esquema gráfico de ejecución del ensayo de penetración estándar (Coduto, 2001. Tomado de Manzur, 2020)



La resistencia a la penetración estándar del suelo se define por el número de golpes (N) del martillo necesarios para hincar el muestreador en los dos últimos intervalos de 15 cm cada uno, es decir en el tramo de 15 a 45 cm de longitud del muestreador. Para evitar errores por perturbación o alteración del suelo debido al proceso de lavado y perforación previo a la ejecución del ensayo, se omite los golpes del primer tramo de 0 a 15 cm, de esta forma el N_{SPT} corresponde a la suma de los golpes para hincar el muestreador en los intervalos de 15 a 30 cm y de 30 a 45 cm (Figura 17) (ASTM D1586).

Figura 17

Secuencia de hincado del muestreador de cuchara partida durante el ensayo de penetración estándar (FHWA, 2002. Adaptado de Dawson E. (2022))



El ensayo de penetración estándar SPT se da por finalizado, denominándose rechazo, cuando se presenta uno de los 3 casos siguientes:

- Se ha aplicado un total de 50 golpes del martillo durante cualquiera de los 3 intervalos de 15 cm.
- Se ha aplicado un total de 100 golpes del martillo.
- No se observa avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

Varias correcciones se aplican al valor N del SPT considerando algunos factores que inciden en su precisión a una determinada profundidad de investigación, entre estos factores pueden señalarse pérdida de energía por caída del martillo, longitud del varillaje, método de muestreo (muestreador), diámetro de perforación; adicional otros factores a corregir corresponden a la presión de confinamiento del terreno natural, nivel freático, entre otros (López, 2003).

El valor corregido de N se denota como N_{60} el mismo que hace referencia al número de golpes con un rendimiento o eficiencia de impacto del martillo sobre el cabezal de golpeo del 60% debido a pérdidas de energía transferida con respecto a la energía teórica de 473.4 kN-m (4200 lb-in) (Manzur, 2020).

De acuerdo con (Skempton, 1986), algunos de los factores que afectan al ensayo de penetración estándar, pueden corregirse mediante la siguiente expresión, independientemente del tipo de suelo (Ecuación 2.4):

$$N_{60} = N_{SPT} * \frac{E_H * C_B * C_S * C_R}{0.60} \quad (2.4)$$

Donde,

N_{60} = Valor del N_{SPT} corregido

N_{SPT} = Valor del número de golpes N sin corrección

E_H = Eficiencia de impacto del martillo

C_B = Corrección del diámetro de perforación

C_S = Corrección del muestreador

C_R = Corrección de longitud del varillaje

Así mismo, en la Tabla 3 se muestran los factores de corrección y sus valores de corrección para el ensayo de penetración estándar.

Tabla 3

Factores de corrección del valor N del ensayo de penetración estándar (Skempton, 1986)

FACTOR	VARIABLES DEL EQUIPO	CORRECCIÓN
Eficiencia de impacto del martillo E_H	Martillo de seguridad	0.90
	Martillo toroide (Donut)	0.75
	Martillo automático	1.10
Diámetro de perforación C_B	65 a 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Método de muestreo C_S	Muestreador estándar	1.00
	Muestreador con liner	1.20
Longitud del varillaje C_R	> 10 m	1.00
	6 a 10 m	0.95
	4 a 6 m	0.85
	3 a 4 m	0.75

Otro factor muy importante que incide en el valor del N_{SPT} es el efecto de confinamiento o sobrecarga natural del terreno con la profundidad en especial para el caso de suelos granulares. Peck et al. (1974) sugirieron una presión standard de 1 kg/cm^2 de sobrecarga correspondiente a una profundidad de 5 m. De esta forma se define el $N_{1(60)}$ que corresponde al N_{60} corregido por presión de confinamiento natural del terreno según la expresión de la Ecuación 2.5:

$$N_{1(60)} = C_N * N_{60} \quad (2.5)$$

Donde,

C_N = Factor de corrección por presión de confinamiento

N_{60} = Valor del N_{SPT} corregido

El factor de corrección por presión de confinamiento C_N está dado por la Ecuación 2.6 (Liao & Whitman, 1986):

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (2.6)$$

Donde,

Pa = Presión atmosférica 1 kg/cm^2

σ'_{vo} = Tensión efectiva vertical a la profundidad de ensayo

n = Exponente que depende del material

El valor de n varía con la densidad, tamaño de la partícula, tasa de preconsolidación y envejecimiento del suelo. Valores típicos de n en arenas limpias se encuentran en el rango de 0.45 a 0.60, en arenas densas se tiene valores menores como 0.40. El valor típico usado en la práctica es de 0.50 (NCh 3364, 2014).

La escasa evidencia disponible de ensayos SPT en arenas con finos (Finos > 15%), sugiere que el valor de n es cercano a 1.0, a menos que se produzca drenaje durante la

penetración; en tal caso, la selección de n de 0.60 o 0.70 puede ser apropiada para esos suelos (NCh 3364, 2014).

2.9. Propiedades geotécnicas a partir de correlaciones empíricas

Varios autores plantean diferentes formulaciones matemáticas para la aplicación de correlaciones empíricas que relacionan los parámetros o resultados propios de los ensayos geotécnicos in situ con propiedades geotécnicas intrínsecas de los suelos, tanto finos como granulares, así como correlaciones para cálculos de diseños geotécnicos como capacidades de carga, asentamientos, entre otros.

2.9.1. Correlaciones e interpretación a partir del ensayo CPTu

Como se señaló anteriormente, el ensayo de piezocono CPTu determina tres parámetros fundamentales como son la resistencia de punta (q_c), la resistencia al fuste (f_s) y la presión intersticial de agua de poros (u_2). A partir de estos parámetros medidos en el ensayo se determinan un sinnúmero de propiedades geotécnicas del terreno.

- **Cálculos iniciales**

Resistencia de punta (q_c)

La resistencia a la penetración del piezocono desarrollada en la punta se obtiene dividiendo la fuerza vertical aplicada a la punta del cono por el área de la base del cono. La Ecuación 2.7 describe dicha relación (ASTM D5778).

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (2.7)$$

Donde,

q_c = Resistencia de punta (kPa)

Q_c = Fuerza aplicada sobre el cono (kN)

A_c = Área de la base del cono (m²)

Cuando se genera presión de poro por saturación de agua en suelos como arcillas, limos y suelos granulares con cantidades importantes de finos, dichas presiones de agua en la porosidad del suelo actúan en los lados opuestos de la punta y el anillo de unión entre ésta y el resto del cono durante la ejecución de los ensayos de piezocono (Campanella & Robertson, 1988), afectando en los valores de resistencia de punta. Por esta razón, resulta preciso efectuar el cálculo de la resistencia total de punta corregida (q_t) como se señala en la expresión de la Ecuación 2.8 (Devincenzi & Frank, 2004).

$$q_t = q_c + u_2 \left(1 - \frac{A_c}{A_n}\right)$$

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.8)$$

Donde,

q_t = Resistencia total de punta corregida (kPa)

u_2 = Presión de agua de poro generada inmediatamente por detrás de la punta (kPa)

A_n = Área interior

A_c = Área exterior

a = Factor de área neta del cono

Resistencia por fricción del fuste (f_s)

La resistencia a la penetración del piezocono generada en la manga o fuste (situada detrás de la punta del cono), se calcula dividiendo la fuerza de corte aplicada en el fuste por el área de esa superficie (ASTM D5778). En la Ecuación 2.9 se puede observar la formulación correspondiente:

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad (2.9)$$

Con,

f_s = Resistencia a la fricción en el fuste (kPa)

Q_s = Fuerza de corte aplicada sobre el fuste o manga de fricción (kN)

A_s = Área del fuste o manga de fricción (m^2)

Debido a la presión de agua intersticial de poros entre la punta y la manga o fuste (u_2), igualmente debe efectuarse corrección en la resistencia por fricción del fuste mediante la Ecuación 2.10 (Robertson & Cabal, 2022).

$$f_t = f_s - \frac{(u_2 A_{sb} - u_3 A_{st})}{A_s} \quad (2.10)$$

Donde,

f_t = Resistencia a la fricción en el fuste corregida (kPa)

u_2 = Presión de agua de poro generada inmediatamente por detrás de la punta (kPa)

u_3 = Presión de agua de poro generada en la parte superior del fuste (kPa)

A_s = Área de la superficie del fuste (m^2)

A_{sb} = Área transversal del fuste a la base (m^2)

A_{st} = Área transversal del fuste al tope (m^2)

No obstante, por razones prácticas se acepta la resistencia por fricción del fuste como tal, debido a que la resistencia por fricción del fuste corregida requiere de mediciones simultáneas en ambos extremos del fuste es decir en (u_2 y u_3) como se evidencia en la Ecuación 2.10 (ASTM D5778).

Relación de fricción (R_f)

No es más que la relación existente, en un mismo punto de la masa de suelo, entre la resistencia por fricción del fuste (f_s) y la resistencia de punta (q_c). La profundidad de referencia es el punto donde se sitúa la punta del piezocono (ASTM D5778). En la Ecuación 2.11 se puede observar la formulación correspondiente:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100\% \quad (2.11)$$

Donde,

R_f = Relación de fricción (%)

f_s = Resistencia a la fricción en el fuste (kPa)

q_c = Resistencia de punta (kPa)

- **Interpretación del comportamiento del suelo**

Dependiendo del tipo de suelo investigado, sea un suelo cohesivo (limos o arcillas) o un suelo granular (arenas), su comportamiento mecánico ante la aplicación del piezocono se reflejará en los parámetros medidos directamente del ensayo CPTu. Para el reconocimiento o interpretación general de estos tipos de suelos, en la Tabla 4 se exponen ciertos criterios básicos que los caracterizan en función de los parámetros de medición (Devincenzi & Frank, 2004).

Tabla 4

Criterios básicos de caracterización estratigráfica con base en los parámetros de medición del ensayo de piezocono CPTU (Devincenzi & Frank, 2004)

	Suelos granulares (arenas)	Suelos cohesivos (Limos o arcillas)
q_c	- Altos valores de q _c - Forma dentada de la curva de penetración	- Bajos valores de q _c - Forma suave de la curva de penetración, aumenta con la profundidad
f_s	- Bajos valores de f _s - Aumenta su valor si existe cementación	- Valores relativamente altos de f _s que las arenas
Fr%	- Bajos valores de Fr%. Típico 1 - En arenas carbonáticas puede llegar a 3	- Valores elevados de Fr%. - Valores típicos superiores a 3 en arcillas normalmente consolidadas (NC) - Disminuye al aumentar la sobreconsolidación (fisuración)
u₂	- Valores de u ₂ dinámica similares a u _h (hidrostática si acuífero libre) - Δu puede ser negativo en arenas dilatantes	- Valores de u ₂ elevados en arcillas normalmente consolidadas (NC) - En arcillas fisuradas, u ₂ similar a u _h o incluso menor
B_q	- Δu tiende a ser cero, luego B _q también o negativo si u es negativo	- B _q tiende a 1 - En arcillas plásticas puede llegar a 0.8

La predicción del tipo de suelo y configuración del perfil estratigráfico del terreno, basadas en las mediciones de CPTu se denomina Soil Behavior Type (SBT) (Robertson & Cabal, 2022).

Método de clasificación de Robertson

Robertson et al. (1986) proporcionan un método para clasificar el tipo de suelo y su comportamiento (SBT), mediante una gráfica o ábaco de clasificación con base en los parámetros básicos del ensayo CPTu como resistencia total de punta (q_t) y relación de fricción (R_f), definiendo 12 clases de suelos. La gráfica define con gran fidelidad el *Soil Behavior Type* (SBT) hasta aproximadamente 30 m de profundidad (Devincenzi & Frank, 2004).

Versiones actualizadas de la clasificación de Robertson, reclasifican los tipos de suelos en 9 clases individuales con mayor grado de precisión y de uso extendido a nivel global (Robertson, 1990) y (Robertson, 2010). En esta nueva clasificación, Robertson establece la normalización de los parámetros medidos del ensayo de piezocono en función del esfuerzo vertical total y esfuerzo vertical efectivo para eliminar la incidencia de la profundidad, ya que los suelos presentan mayor resistencia a la penetración del piezocono conforme aumenta la profundidad a causa del efecto del estado tensional del suelo.

De esta forma, en las gráficas de clasificación del tipo y comportamiento del suelo (SBT), se utilizan lecturas normalizadas de la resistencia de punta del cono, resistencia del fuste y la presión del agua de los poros, como se definen a continuación (ASTM D5778):

- La resistencia de punta normalizada está dada por la Ecuación 2.12

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'} \quad (2.12)$$

- La relación de fricción normalizada está dada por la Ecuación 2.13

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} * 100\% \quad (2.13)$$

- Parámetro de presión de agua de poros normalizada está dada por la Ecuación 2.14

$$B_q = \frac{\Delta u_2}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (2.14)$$

Donde,

Δu_2 = Exceso de presión de agua de poros ($u_2 - u_0$)

u_0 = Presión de agua de equilibrio estimada o presión de agua de poros hidrostática

σ_{vo} = Esfuerzo vertical total

σ_{vo}' = Esfuerzo vertical efectivo = $\sigma_{vo} - u_0$

Los esfuerzos verticales totales se calculan de la forma convencional según la Ecuación

2.15:

$$\sigma_{vo} = \sum(\gamma_{ti} * \Delta Z_i) \quad (2.15)$$

En donde:

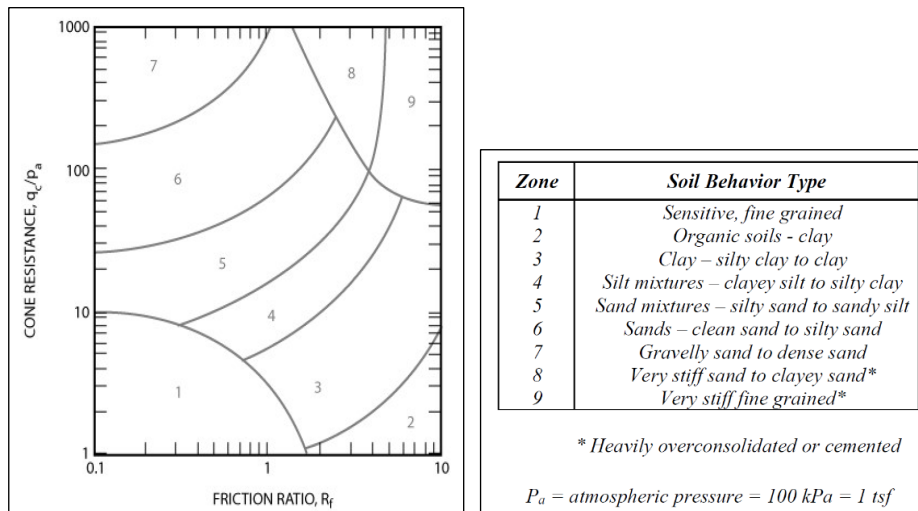
γ_{ti} = peso unitario de cada estrato del suelo.

Δz_i = espesor de cada estrato de suelo.

En la Figura 18 se señala la gráfica q_c o q_t vs R_f (relación de fricción) para clasificación de suelos de Robertson et al. (1986) actualizada por Robertson (2010) con los parámetros CPT y CPTu no normalizados y la respectiva clasificación por zonas de los tipos de suelo y su comportamiento, que son de gran utilidad para los análisis en tiempo real.

Figura 18

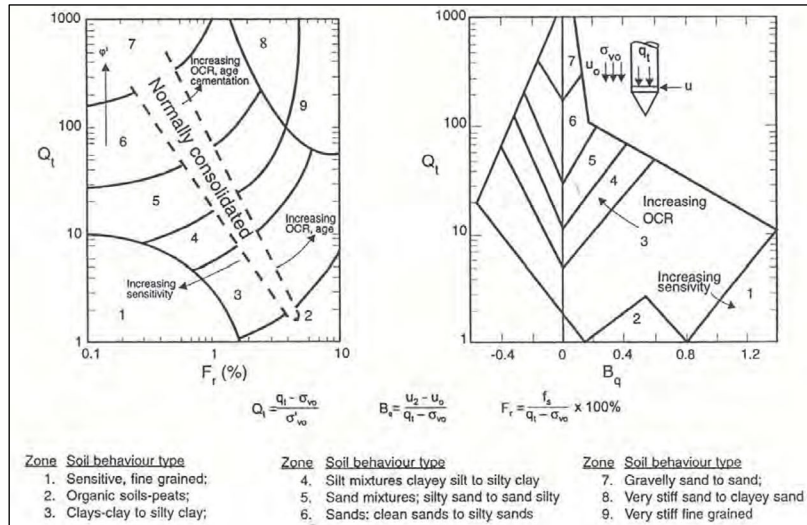
Gráfica de parámetros CPT no normalizados – q_c vs R_f – para análisis de Soil Behavior Type (SBT) (Robertson et al., 1986 y actualizada por Robertson, 2010)



Por otra parte, en la Figura 19 se muestra las gráficas Q_t vs F_r y Q_t vs B_q para clasificación de suelos de Robertson (1990) con los parámetros CPTu normalizados y la descripción por zonas de los tipos de suelo y comportamiento.

Figura 19

Gráficas de parámetros normalizados CPTU – Q_t vs F_r y Q_t vs B_q – para análisis de Soil Behavior Type (SBTn) (Robertson, 1990)



Para simplificar la aplicación del gráfico SBTn basado en CPTu, los parámetros de cono normalizados Q_t y F_r se pueden combinar en un índice de tipo de comportamiento del suelo (I_c), donde I_c es el radio de los círculos esencialmente concéntricos que representan los límites entre cada zona SBTn (Robertson, 2009). El índice de comportamiento se puede definir de la siguiente manera (Ecuación 2.16):

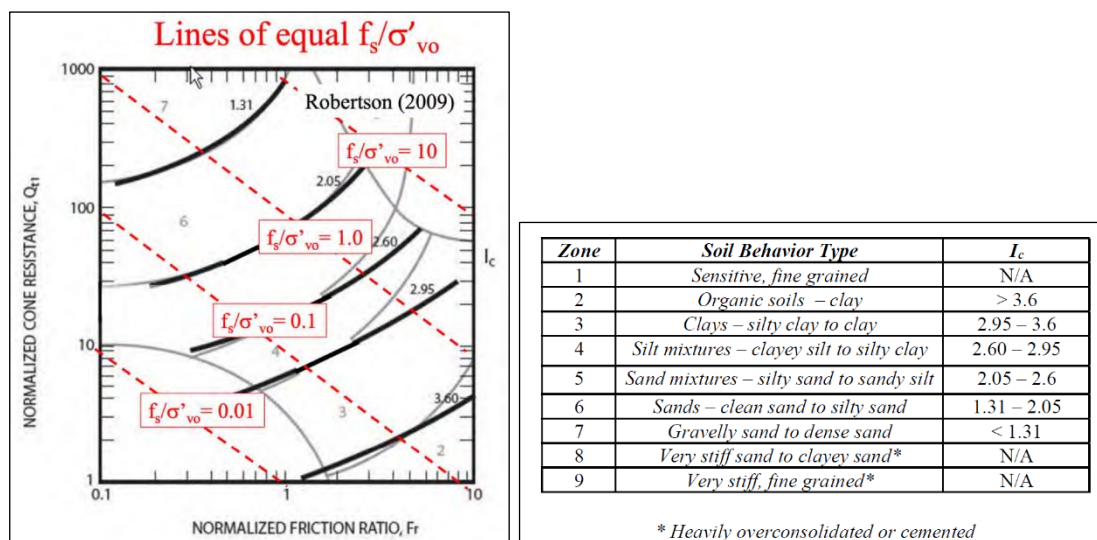
$$I_c = ((3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0,50} \quad (2.16)$$

Es importante tomar en cuenta que el índice de comportamiento de suelo I_c o Índice SBTn no aplica para las zonas 1, 8 y 9 de la gráfica. Como referencia, en la gráfica normalizada Q_t vs F_r se incluyen líneas de resistencia a la fricción normalizada (f_s/σ'_{vo}). La línea para $f_s/\sigma'_{vo} = 0.01$ representa el límite inferior aproximado de precisión para la mayoría de los conos y la línea para $f_s/\sigma'_{vo} = 10$ representa el límite superior aproximado de capacidad para la mayoría de los conos. La mayoría de los datos de CPTu en suelos normalmente a ligeramente sobreconsolidados con poca o ninguna microestructura se ubican en la región central entre $0.1 < f_s/\sigma'_{vo} < 1.0$ (Robertson & Cabal, 2022).

En la Figura 20 se presenta la gráfica Q_t vs F_r para clasificación de suelos de Robertson (1990) con los parámetros CPTu normalizados, donde se incluyen los contornos de Índice SBTn o I_c y líneas de resistencia a la fricción normalizada (f_s/σ'_{vo}) (Robertson, 2009).

Figura 20

Gráfica de parámetros normalizados CPTu – Q_t vs F_r para análisis de Soil Behavior Type (SBTn) que incluye contornos I_c y líneas f_s/σ'_{vo} (Robertson, 1990 y modificado por Robertson 2009)



• **Parámetros de correlación**

Según Robertson & Cabal (2022), se han llevado a cabo un sinnúmero de correlaciones semiempíricas para estimar parámetros geotécnicos de una gran diversidad de suelos a partir de las mediciones obtenidas directamente de los ensayos de piezocono CPTu. Estas correlaciones varían en el grado de fiabilidad y aplicabilidad percibida del ensayo de piezocono CPTu para la estimación de diversos parámetros dependiendo del tipo de suelos, sean estos suelos granulares o suelos cohesivos (Tabla 5).

Tabla 5

Aplicabilidad percibida del ensayo de piezocono CPTu para derivar parámetros del suelo (Modificado de (Robertson & Cabal, 2022))

Parámetros	Aplicabilidad/Fiabilidad de acuerdo al tipo de suelo	
	De grano grueso (arenas)	De grano fino (arcillas)
Densidad relativa D_r	Alto a moderado / Moderado	-
Parámetro de estado ψ	Alto a moderado / Moderado	-
Relación de esfuerzo in-situ K_0	Bajo	Alto a moderado
Tasa de sobreconsolidación OCR	Bajo	Alto
Sensibilidad S_t	-	Alto a moderado
Resistencia al corte no drenado S_u	-	Alto / Alto a moderado
Ángulo de fricción pico ϕ'	Alto a moderado / Moderado	Moderado a bajo
Módulo de Young E	Alto a moderado / Moderado	Alto a moderado / Moderado a bajo
Compresibilidad 1D M	Alto a moderado / Moderado	Alto a moderado / Moderado
Permeabilidad K	Moderado / Moderado a bajo	Alto a moderado / Moderado
Coefficiente de consolidación C_h	Moderado / Moderado a bajo	Alto a moderado / Moderado

Varias soluciones teóricas se plantean para la correlación y determinación de parámetros geotécnicos de suelos a partir de los cálculos iniciales obtenidos de las mediciones directas del ensayo de piezocono CPTu. A continuación, se exponen las principales formulaciones planteadas por diversos autores, las cuales relacionan las medidas directas CPTu con algunos parámetros geotécnicos de suelos (Tabla 6).

Tabla 6

Correlación de parámetros geotécnicos de suelos a partir de las mediciones directas del ensayo de piezocono CPTu (Robertson & Cabal, 2022)

Densidad Relativa D_r	$D_r^2 = \frac{Q_t}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \quad (2.17)$	Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada Q_c factor de compresibilidad que varía de 0.90 (Baja compresibilidad) a 1.10 (Alta compresibilidad) Q_{OCR} factor de sobreconsolidación = $OCR^{0.18}$ Q_A factor de edad = $1.20 + 0.05 \log(t/100)$	Kulhawy y Mayne (1990)
	<ul style="list-style-type: none"> Para Arenas limpias predominantemente de cuarzo Una constante de 350 es razonable para arenas de cuarzo medianas, limpias, no cementadas y sin envejecer que tienen aproximadamente 1000 años. La constante es cercana a 300 para arenas más finas y jóvenes y puede acercarse a 400 para algunas arenas gruesas o más viejas. La constante aumenta con la edad y aumenta significativamente cuando la edad supera los 10.000 años. Luego, la relación puede simplificarse para la mayoría de las arenas limpias jóvenes y no cementadas (donde $I_c < 1.6$) a: $D_r^2 = \frac{Q_t}{350}$ 		
	$D_r^2 = \frac{Q_t \cdot I_c^{3.5}}{1500} \quad (2.18)$		Bray y Olaya (2022)

	<ul style="list-style-type: none"> • Versión simplificada y actualizada basada en arenas limosas no plásticas • La correlación aplica solo a suelos que tienen poca o ninguna microestructura 		
Parámetro de Estado Ψ	$\Psi = 0.56 - 0.33 \log Q_t \quad (2.19)$	Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada	Robertson (2010)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para Arenas limpias 		
		<ul style="list-style-type: none"> • Contornos del parámetro de estado (Ψ) en la ábaco de comportamiento de suelo SBTn Q_t vs F_r actualizada 	
<ul style="list-style-type: none"> • Para suelos no cementados de edad Holocénica • Los contornos de Ψ son aproximados ya que el estado de tensión in situ y el endurecimiento plástico también influirán en la estimación del estado del suelo in situ en la región de grano grueso del ábaco (cuando $I_c < 2.60$) y Sensibilidad del suelo para suelos de grano fino. 			
Relación de esfuerzo in-situ K_0	$K_0 = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'} \quad (2.20)$	Donde: OCR es la tasa de sobreconsolidación ϕ' ángulo de fricción interna	Kulhaw y Mayne (1990)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para suelos de grano fino en base a una estimación del OCR 		
	$K_0 \sim 0.50 * (OCR)^{0.50} \quad (2.21)$	<ul style="list-style-type: none"> • Para suelos de grano fino de baja plasticidad 	Robertson y Cabal (2022)
<ul style="list-style-type: none"> • Estos enfoques se limitan a suelos de grano fino sobreconsolidados mecánicamente (es decir, suelos con poca o ninguna microestructura). • Existe una dispersión considerable en la base de datos utilizada para estas correlaciones y, por lo tanto, deben considerarse sólo como una guía. 			
Tasa de sobreconsolidación OCR	$OCR = 0.25(Q_t)^{1.25} \quad (2.22)$	Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada	Robertson (2009)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para arcillas sobreconsolidadas con alguna microestructura como cemento o muy antiguas 		
	$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) = k * Q_t \quad (2.23)$ <p style="text-align: center;">ó</p> $\sigma'p = k(q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.24)$	Donde: q_t es la resistencia de punta corregida Q_t es la resistencia de punta normalizada $\sigma'p$ es el esfuerzo de preconsolidación	Kulhaw y Mayne (1990)
<ul style="list-style-type: none"> • Se puede asumir un valor promedio de $k = 0.33$, con un rango esperado de 0.2 a 0.5. Se recomiendan valores más altos de k en arcillas antiguas y altamente sobreconsolidadas. • Es válido para $Q_t < 20$ 			
Sensibilidad S_t	$S_t = \frac{S_u}{S_{u(Rem)}} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \left(\frac{1}{f_s} \right) \sim \frac{7}{Fr} \quad (2.25)$	Donde: S_u es la resistencia al corte no drenada pico no perturbada $S_{u(Rem)}$ es la resistencia al corte no drenada totalmente remodelada Basado en N_{kt} típico = 14	Kulhaw y Mayne (1990)
	<ul style="list-style-type: none"> • Según la experiencia, se puede asumir que la resistencia al corte no drenado remodelado, $S_{u(Rem)}$, es igual a la resistencia del fuste f_s en el ensayo CPTU, ya que ambas ocurren con deformaciones grandes en condiciones no drenadas. • Para arcillas relativamente sensibles ($S_t > 10$), el valor de f_s puede ser muy bajo con dificultades inherentes en la precisión. Por lo tanto, la estimación de la sensibilidad (y la resistencia remodelada) del CPT debe usarse como guía. 		
Resistencia al corte no drenado S_u	$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (2.26)$	Donde: q_t es la resistencia de punta corregida σ_v es el esfuerzo vertical N_{kt} varía de 10 a 18, siendo 14 el promedio para S_u Promedio ($S_{u(ave)}$)	Robertson y Cabal (2022)
	<ul style="list-style-type: none"> • N_{kt} tiende a aumentar al aumentar la plasticidad y a disminuir al aumentar la sensibilidad del suelo. 		

	<ul style="list-style-type: none"> • Dado que N_{kt} está fuertemente influenciado por la sensibilidad, Robertson (2012) sugirió para estimar N_{kt} a partir de la relación de fricción normalizada F_r, la siguiente expresión: $N_{kt} = 10.5 + 7 \log F_r$ • Lunne et al., (1997) y Mayne & Peuchen (2022) demostraron que N_{kt} disminuye a medida que aumenta B_q. En suelos de grano fino muy sensibles, donde $B_q \sim 1.0$, N_{kt} puede ser inferior a 10. • Mayne y Peuchen (2022) sugieren la siguiente relación para N_{kt} basándose en datos de 70 depósitos de arcilla: $N_{kt} = 10.5 - 4.6 \ln(B_q + 0.1)$ Donde, B_q es la presión de agua de poros normalizada. • Para depósitos donde hay poca experiencia disponible, se estima "S_u" utilizando la resistencia del cono corregida (q_t) y los valores preliminares del factor de cono (N_{kt}) de 14 a 16. Para una estimación más conservadora, se selecciona un valor cercano al límite superior. 				
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (2.27)$ </td> <td style="width: 30%;"> Donde: Δu es el exceso de presión de poro $N_{\Delta u}$ varía de 2 a 10 </td> <td style="width: 20%; text-align: right;"> Robertson y Cabal (2022) </td> </tr> </table>	$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (2.27)$	Donde: Δu es el exceso de presión de poro $N_{\Delta u}$ varía de 2 a 10	Robertson y Cabal (2022)	
$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (2.27)$	Donde: Δu es el exceso de presión de poro $N_{\Delta u}$ varía de 2 a 10	Robertson y Cabal (2022)			
	<ul style="list-style-type: none"> • En arcillas muy blandas, donde puede haber cierta incertidumbre con la precisión en q_t, se pueden hacer estimaciones de S_u a partir del exceso de presión de poro (Δu) medido detrás del cono (u_2) • Para una estimación más conservadora, se selecciona un valor $N_{\Delta u}$ cercano al límite superior. Hay que considerar que $N_{\Delta u}$ está vinculado a N_{kt}, a través de B_q, donde: $N_{\Delta u} = B_q * N_{kt}$ Por tanto: $N_{\Delta u} = B_q(10.5 - 4.6 \ln(B_q + 0.1))$ 				
Ángulo de fricción pico ϕ'	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right] \quad (2.28)$ </td> <td style="width: 30%;"> Donde: q_c es la resistencia de punta </td> <td style="width: 20%; text-align: right;"> Robertson & Campanella (1983) </td> </tr> </table>	$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right] \quad (2.28)$	Donde: q_c es la resistencia de punta	Robertson & Campanella (1983)	
	$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right] \quad (2.28)$	Donde: q_c es la resistencia de punta	Robertson & Campanella (1983)		
	<ul style="list-style-type: none"> • Para arenas no cementadas, sin envejecer, moderadamente compresibles y predominantemente de cuarzo • Para arenas de compresibilidad más alta como arenas carbonatadas o arenas con alto contenido de micas, el método tenderá a predecir valores de ángulos de fricción que son demasiado bajos 				
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_t) \quad (2.29)$ </td> <td style="width: 30%;"> Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada </td> <td style="width: 20%; text-align: right;"> Kulhawy y Mayne (1990) </td> </tr> </table>	$\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_t) \quad (2.29)$	Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada	Kulhawy y Mayne (1990)	
	$\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_t) \quad (2.29)$	Donde: Q_t es la resistencia de punta normalizada	Kulhawy y Mayne (1990)		
	<ul style="list-style-type: none"> • Para arenas de cuarzo limpias, redondeadas y no cementadas. 				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $\phi' = \phi'_{cv} + 15.84[\log(Q_t)] - 26.88 \quad (2.30)$ </td> <td style="width: 30%;"> Donde: ϕ'_{cv} ángulo de fricción de volumen constante (o estado crítico dependiendo de la mineralogía) Q_t es la resistencia de punta normalizada </td> <td style="width: 20%; text-align: right;"> Robertson y Cabal (2022) </td> </tr> </table>	$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84[\log(Q_t)] - 26.88 \quad (2.30)$	Donde: ϕ'_{cv} ángulo de fricción de volumen constante (o estado crítico dependiendo de la mineralogía) Q_t es la resistencia de punta normalizada	Robertson y Cabal (2022)		
$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84[\log(Q_t)] - 26.88 \quad (2.30)$	Donde: ϕ'_{cv} ángulo de fricción de volumen constante (o estado crítico dependiendo de la mineralogía) Q_t es la resistencia de punta normalizada	Robertson y Cabal (2022)			
<ul style="list-style-type: none"> • Para arenas de cuarzo limpias • ϕ'_{cv} típicamente alrededor de 33° para arenas de cuarzo subredondeadas, pero puede llegar a 40° para arenas feldespáticas y carbonatadas 					
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $\phi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_t] \quad (2.31)$ </td> <td style="width: 30%;"> Donde: B_q es la presión de agua de poros normalizada Q_t es la resistencia de punta normalizada Para $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$ y $0.1 \leq B_q \leq 1$ (Mayne, 2006) </td> <td style="width: 20%; text-align: right;"> Norwegian Institute of Technology (NTH: Sennesetnet al., 1989) </td> </tr> </table>	$\phi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_t] \quad (2.31)$	Donde: B_q es la presión de agua de poros normalizada Q_t es la resistencia de punta normalizada Para $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$ y $0.1 \leq B_q \leq 1$ (Mayne, 2006)	Norwegian Institute of Technology (NTH: Sennesetnet al., 1989)		
$\phi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_t] \quad (2.31)$	Donde: B_q es la presión de agua de poros normalizada Q_t es la resistencia de punta normalizada Para $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$ y $0.1 \leq B_q \leq 1$ (Mayne, 2006)	Norwegian Institute of Technology (NTH: Sennesetnet al., 1989)			
<ul style="list-style-type: none"> • Para suelos de grano fino, arcillas y limos normalmente a ligeramente sobreconsolidados ($c'=0$) • Para suelos altamente sobreconsolidados, geomateriales fisurados y arcillas altamente cementadas o estructuradas, esta formulación no proporcionará resultados confiables y ϕ' debe determinarse mediante pruebas de laboratorio en muestras. 					
Módulo de Young E	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> $E' = \alpha_E * (q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.32)$ </td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"> </td> <td style="vertical-align: top;"> Donde: E' es el módulo de Young drenado $\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55Ic + 1.68)}]$ q_t es la resistencia de punta corregida </td> </tr> </table>	$E' = \alpha_E * (q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.32)$			Donde: E' es el módulo de Young drenado $\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55Ic + 1.68)}]$ q_t es la resistencia de punta corregida
	$E' = \alpha_E * (q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.32)$				
	Donde: E' es el módulo de Young drenado $\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55Ic + 1.68)}]$ q_t es la resistencia de punta corregida				
<ul style="list-style-type: none"> • Para arenas jóvenes no cementadas predominantemente de sílice • Las correlaciones entre q_c y los módulos de Young (E) son sensibles a la historia de tensiones y deformaciones, el envejecimiento, mineralogía y microestructura del suelo 					

	<ul style="list-style-type: none"> El módulo se ha definido como el movilizado a aproximadamente el 0,1% de deformación. Para condiciones de mayor carga (es decir, mayor tensión), el módulo disminuiría 																																								
Velocidad de onda de corte Vs	$V_s = [\alpha_{vs} * (q_t - \sigma_v) / \rho_a]^{0.5} \quad (2.33)$	Donde: $\alpha_{vs} = 10^{(0.55Ic+1.68)}$ q_t es la resistencia de punta corregida σ_v es el esfuerzo vertical ρ_a es la presión atmosférica	Robertson (2009)																																						
	<ul style="list-style-type: none"> La velocidad de la onda de corte es sensible a la edad y la cementación, los depósitos más antiguos del mismo suelo tienen Vs más altos (es decir, mayor rigidez) que los depósitos más jóvenes y lo mismo ocurre con los suelos cementados. 																																								
	$V_s = 118.80 * \log f_s + 18.50 \quad (2.34)$	Donde: f_s es la resistencia por fricción del fuste	Mayne (2006)																																						
Conductividad Hidráulica K	$k = 10^{(0.952-3.04Ic)} \text{ m/s} \quad (2.35)$	Cuando: $1.0 < Ic \leq 3.27$ Donde: Ic es el índice de comportamiento a partir de la gráfica SBT de comportamiento de suelo	Robertson (2010)																																						
	$k = 10^{(-4.52-1.37Ic)} \text{ m/s} \quad (2.36)$	Cuando: $3.27 < Ic \leq 4.00$ Dónde: Ic es el índice de comportamiento a partir de la gráfica SBT de comportamiento de suelo																																							
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>SBT Zone</th> <th>SBT</th> <th>Range of k (m/s)</th> <th>SBT_z I_c</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Sensitive fine-grained</td> <td>3x10⁻¹⁰ to 3x10⁻⁸</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Organic soils - clay</td> <td>1x10⁻¹⁰ to 1x10⁻⁸</td> <td>I_c > 3.60</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Clay</td> <td>1x10⁻¹⁰ to 1x10⁻⁹</td> <td>2.95 < I_c < 3.60</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Silt mixture</td> <td>3x10⁻⁹ to 1x10⁻⁷</td> <td>2.60 < I_c < 2.95</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>Sand mixture</td> <td>1x10⁻⁸ to 1x10⁻³</td> <td>2.05 < I_c < 2.60</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>Sand</td> <td>1x10⁻⁸ to 1x10⁻³</td> <td>1.31 < I_c < 2.05</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>Dense sand to gravelly sand</td> <td>1x10⁻³ to 1</td> <td>I_c < 1.31</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>*Very dense/ stiff soil</td> <td>1x10⁻⁸ to 1x10⁻³</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>*Very stiff fine-grained soil</td> <td>1x10⁻⁹ to 1x10⁻⁷</td> <td>NA</td> </tr> </tbody> </table>	SBT Zone		SBT	Range of k (m/s)	SBT _z I _c	1	Sensitive fine-grained	3x10 ⁻¹⁰ to 3x10 ⁻⁸	NA	2	Organic soils - clay	1x10 ⁻¹⁰ to 1x10 ⁻⁸	I _c > 3.60	3	Clay	1x10 ⁻¹⁰ to 1x10 ⁻⁹	2.95 < I _c < 3.60	4	Silt mixture	3x10 ⁻⁹ to 1x10 ⁻⁷	2.60 < I _c < 2.95	5	Sand mixture	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	2.05 < I _c < 2.60	6	Sand	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	1.31 < I _c < 2.05	7	Dense sand to gravelly sand	1x10 ⁻³ to 1	I _c < 1.31	8	*Very dense/ stiff soil	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	NA	9	*Very stiff fine-grained soil	1x10 ⁻⁹ to 1x10 ⁻⁷
SBT Zone	SBT	Range of k (m/s)	SBT _z I _c																																						
1	Sensitive fine-grained	3x10 ⁻¹⁰ to 3x10 ⁻⁸	NA																																						
2	Organic soils - clay	1x10 ⁻¹⁰ to 1x10 ⁻⁸	I _c > 3.60																																						
3	Clay	1x10 ⁻¹⁰ to 1x10 ⁻⁹	2.95 < I _c < 3.60																																						
4	Silt mixture	3x10 ⁻⁹ to 1x10 ⁻⁷	2.60 < I _c < 2.95																																						
5	Sand mixture	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	2.05 < I _c < 2.60																																						
6	Sand	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	1.31 < I _c < 2.05																																						
7	Dense sand to gravelly sand	1x10 ⁻³ to 1	I _c < 1.31																																						
8	*Very dense/ stiff soil	1x10 ⁻⁸ to 1x10 ⁻³	NA																																						
9	*Very stiff fine-grained soil	1x10 ⁻⁹ to 1x10 ⁻⁷	NA																																						

2.9.2. Correlaciones e interpretación a partir del ensayo SPT

Con base en diversas investigaciones de campo y correlaciones con ensayos de laboratorio, el ensayo de penetración estándar presenta diferentes grados de aplicabilidad en relación a varios parámetros geotécnicos del suelo (Tabla 7).

Tabla 7

Aplicabilidad percibida del ensayo de penetración estándar SPT para determinar parámetros del suelo

(López, 2003)

Parámetros	Aplicabilidad del ensayo SPT
Tipo de suelo	Moderado
Perfil estratigráfico	Moderado
Densidad Relativa (Dr)	Moderado
Ángulo de fricción (ϕ)	Limitada
Resistencia al corte no drenado (S_u)	Limitada
Presión neutra U	Aplicabilidad nula
Relación de preconsolidación OCR	Aplicabilidad nula
Módulo de Young E	Aplicabilidad nula
Módulo de corte G	Aplicabilidad nula
Compresibilidad m_v & c_c	Limitada
Permeabilidad K	Aplicabilidad nula
Coefficiente de consolidación C_v	Aplicabilidad nula
Curva σ vs ϵ	Aplicabilidad nula
Resistencia a la licuefacción	Alta

Por intermedio del valor N del ensayo SPT, de acuerdo con algunos investigadores, se ha llegado a correlacionar varios parámetros mecánicos del suelo, principalmente aquellos relacionados con la resistencia y con la deformabilidad del suelo. En la Tabla 8 se exponen las correlaciones con varios parámetros para suelos granulares y suelos finos.

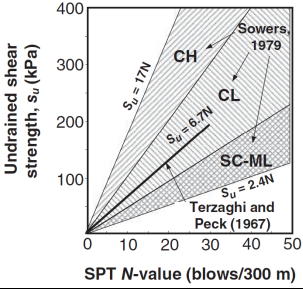
Tabla 8

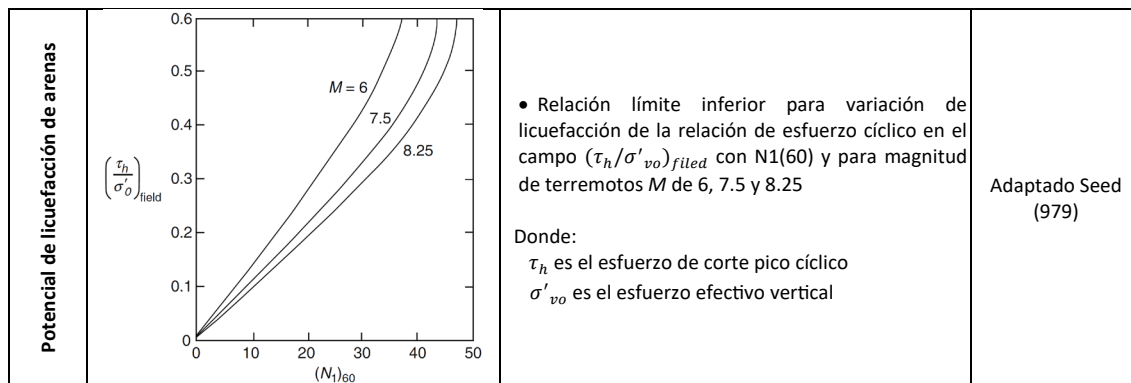
Correlación de parámetros geotécnicos de suelos a partir de las mediciones directas del ensayo SPT (Robertson & Cabal, Guide to Cone Penetration Testing, 2022)

Densidad Relativa Dr	$Dr(\%) = 20.4 \left(\frac{N}{0.70 + \frac{\sigma'_{vD}}{\rho_a}} \right)^{0.50} \quad (2.37)$	Donde: N es el número de golpes del ensayo SPT (aproximadamente igual a N_{60}) σ'_{vD} es el esfuerzo efectivo vertical ρ_a es la presión atmosférica	Meyerhof (1957)
	<ul style="list-style-type: none"> Da estimaciones bastante buenas para arenas limpias y arenas de grano fino a medio 		
	$Dr(\%) = \left(\frac{N_{1(60)}}{(60 + 25 \log D_{50}) C_A C_{OCR}} \right)^{0.50} \quad (2.38)$	Donde: $N_{1(60)}$ es el número de golpes del ensayo SPT corregido D_{50} es el tamaño de grano medio C_A es el factor de corrección por edad suelo $C_A = 1.20 + 0.05 \log \left(\frac{t}{100} \right)$ t es el tiempo en año, desde la depositación C_{OCR} corrección por sobreconsolidación $C_{OCR} = OCR^{0.18}$	Kulhaw y Mayne (1990)

Ángulo de fricción pico drenado ϕ	$Dr(\%) = 12.2 + 0.75 \left[222N + 2311 - 711OCR - 779 \frac{\sigma'_{vo}}{Pa} - 50C_u^2 \right]^{0.50}$ (2.39)	C_u es el coeficiente de uniformidad $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	Marcuson y Biegansky (1977)												
	$Dr(\%) = \left[\frac{N(e_{máx} - e_{min})^{1.7}}{9} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.50} \right]^{0.50}$ (2.40)	Donde: N es el número de golpes del ensayo SPT relacionado a una energía promedio del 78% $N \approx N_{78}$	Cubrinovski y Ishihara (1999, 2002)												
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Standard penetration number, N</th> <th>Relative density, D_r</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0-4</td> <td>Very loose</td> </tr> <tr> <td>4-10</td> <td>Loose</td> </tr> <tr> <td>10-30</td> <td>Medium</td> </tr> <tr> <td>30-50</td> <td>Dense</td> </tr> <tr> <td>Over 50</td> <td>Very dense</td> </tr> </tbody> </table>	Standard penetration number, N	Relative density, D_r	0-4	Very loose	4-10	Loose	10-30	Medium	30-50	Dense	Over 50	Very dense	<ul style="list-style-type: none"> Descripción cualitativa de la densidad relativa de arenas 	Terzaghi y Peck (1967)
	Standard penetration number, N	Relative density, D_r													
	0-4	Very loose													
	4-10	Loose													
	10-30	Medium													
	30-50	Dense													
	Over 50	Very dense													
	$\phi = 28 + 0.15Dr$ (2.41)	Donde: Dr es la densidad relativa en porcentaje (obtenida de las relaciones previas señaladas).	Meyerhof (1957)												
	Donde: N es el número de golpes del ensayo SPT aproximadamente igual a N_{60} Variación de ϕ con respecto a N y $\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}$	DeMello (1971)													
<ul style="list-style-type: none"> Correlación basada en el trabajo de Gibbs y Holtz (1957) en una cámara de calibración 															
	Esta correlación es probablemente conservadora	Pack, Hanson y Thornburn (1974)													
$\phi = 27.1 + 0.3N_1 - 0.00054N_1^2$ (2.42)	Aproximación de la correlación de Pack, Hanson y Thornburn (1974)	Wolff (1989)													
	Variación de ϕ con respecto a N y $\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}$	Schmertmann (1975)													

	$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_{va}}{Pa} \right)} \right]^{0.34} \quad (2.43)$	Aproximación de la correlación de Schmertmann (1975)	Kulhawy y Mayne (1990)																																			
	$\phi = \sqrt{18N_{1(70)}} + 15 \quad \text{Para carreteras y puentes} \quad (2.44)$	Donde: N70 es el número de golpes del ensayo SPT relacionado a una energía promedio del 70%	Shioi y Fukui (1982)																																			
	$\phi = 0.36N_{70} + 27 \quad \text{Para edificios} \quad (2.45)$																																					
	• Correlación obtenida de Japanese Railway Standards, ligeramente modificado de Bowles (1996)																																					
	$\phi = \sqrt{20N_{1(60)}} + 20 \quad (2.46)$		Hatanaka y Uchida (1996)																																			
Módulo de Elasticidad E	$E \approx 479(N + 15) \text{ KN/m}^2 \quad (2.47)$	Para arenas y arenas arcillosas	Webb (1969)																																			
	$E \approx 718(1 - \nu^2)N \text{ KN/m}^2 \quad (2.48)$	Donde: ν es el coeficiente de poisson	Ferrent (1963)																																			
	$E \approx 4000 + 100C(N - 6) \text{ KN/m}^2 \quad (2.49)$ <p style="text-align: center;">Para N>15</p>	Para limos con arena a gravas con arena	Begemann (1974)																																			
	$E \approx 100C(N + 6) \text{ KN/m}^2 \quad (2.50)$ <p style="text-align: center;">Para N<15</p>	Donde: C = 3 para limo con arena C = 12 para grava con arena																																				
	$\frac{E}{Pa} = 5N_{60} \quad (2.51)$	Para arenas con finos	Kulhawy y Mayne (1990)																																			
$\frac{E}{Pa} = 10N_{60} \quad (2.52)$	Para arena limpia normalmente consolidada																																					
$\frac{E}{Pa} = 15N_{60} \quad (2.53)$	Para arena limpia sobreconsolidada																																					
Cohesión no drenada Cu o Resistencia al corte no drenada Su	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Consistency</th> <th>N</th> <th>cu (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Very soft</td> <td>0-2</td> <td><12</td> </tr> <tr> <td>Soft</td> <td>2-4</td> <td>12-25</td> </tr> <tr> <td>Medium</td> <td>4-8</td> <td>25-50</td> </tr> <tr> <td>Stiff</td> <td>8-15</td> <td>50-100</td> </tr> <tr> <td>Very stiff</td> <td>15-30</td> <td>100-200</td> </tr> <tr> <td>Hard</td> <td>>30</td> <td>>200</td> </tr> </tbody> </table>	Consistency	N	cu (kN/m ²)	Very soft	0-2	<12	Soft	2-4	12-25	Medium	4-8	25-50	Stiff	8-15	50-100	Very stiff	15-30	100-200	Hard	>30	>200	<ul style="list-style-type: none"> Variación aproximada de consistencia, valor N y cohesión no drenada Cu de arcillas. De la tabla se evidencia que: $Cu \approx KN \text{ (kN/m}^2)$ (2.54) Donde $K \approx 6.7$ y $N \approx N_{60}$ • NOTA: Estos valores deben usarse con cuidado 	Terzaghi & Peck (1967)														
	Consistency	N	cu (kN/m ²)																																			
Very soft	0-2	<12																																				
Soft	2-4	12-25																																				
Medium	4-8	25-50																																				
Stiff	8-15	50-100																																				
Very stiff	15-30	100-200																																				
Hard	>30	>200																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: center;">Sils and Clays Strength</th> </tr> <tr> <th>Description</th> <th>S_v (kPa)</th> <th>N (bpf)</th> <th>Simple field test¹</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Very soft</td> <td><12</td> <td><2</td> <td>Squeezes between your fingers.</td> </tr> <tr> <td>Soft</td> <td>12-25</td> <td>2-4</td> <td>Easily penetrated by light thumb pressure.</td> </tr> <tr> <td>Medium or firm</td> <td>25-50</td> <td>4-8</td> <td>Penetrated by strong thumb pressure.</td> </tr> <tr> <td>Stiff</td> <td>50-100</td> <td>8-15</td> <td>Indented by strong thumb pressure.</td> </tr> <tr> <td>Very stiff</td> <td>100-200</td> <td>15-30</td> <td>Slightly indented by strong thumb pressure.</td> </tr> <tr> <td>Hard</td> <td>200-400</td> <td>30-50</td> <td>Slightly indented by thumb nail.</td> </tr> <tr> <td>Very hard</td> <td>>400</td> <td>>50</td> <td>Not indented by thumb nail.</td> </tr> </tbody> </table>	Sils and Clays Strength				Description	S _v (kPa)	N (bpf)	Simple field test ¹	Very soft	<12	<2	Squeezes between your fingers.	Soft	12-25	2-4	Easily penetrated by light thumb pressure.	Medium or firm	25-50	4-8	Penetrated by strong thumb pressure.	Stiff	50-100	8-15	Indented by strong thumb pressure.	Very stiff	100-200	15-30	Slightly indented by strong thumb pressure.	Hard	200-400	30-50	Slightly indented by thumb nail.	Very hard	>400	>50	Not indented by thumb nail.	<ul style="list-style-type: none"> Relación para obtener un valor relativamente conservador de Su: $Su = 4.4 * N_{60} \text{ (kPa)}$ (2.55) • Para suelos finos de baja plasticidad, el factor 4.4 en la ecuación 2.55 puede llegar hasta 7: $Su = 6.7 * N_{60} \text{ (kPa)}$ (2.56) 	Terzaghi et al. (1996) Terzaghi & Peck (1967)
Sils and Clays Strength																																						
Description	S _v (kPa)	N (bpf)	Simple field test ¹																																			
Very soft	<12	<2	Squeezes between your fingers.																																			
Soft	12-25	2-4	Easily penetrated by light thumb pressure.																																			
Medium or firm	25-50	4-8	Penetrated by strong thumb pressure.																																			
Stiff	50-100	8-15	Indented by strong thumb pressure.																																			
Very stiff	100-200	15-30	Slightly indented by strong thumb pressure.																																			
Hard	200-400	30-50	Slightly indented by thumb nail.																																			
Very hard	>400	>50	Not indented by thumb nail.																																			

		<p>Sowers (1979) en (Briaud, 2023)</p>																																																		
	<table border="1" data-bbox="363 593 853 750"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>CI</th> <th>Consistency</th> <th>c_u (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><2</td> <td><0.5</td> <td>Very soft</td> <td><12.5</td> </tr> <tr> <td>2-8</td> <td>0.5-0.75</td> <td>Soft to medium</td> <td>12.5-40</td> </tr> <tr> <td>8-15</td> <td>0.75-1.0</td> <td>Stiff</td> <td>40-75</td> </tr> <tr> <td>15-30</td> <td>1.0-1.5</td> <td>Very stiff</td> <td>75-200</td> </tr> <tr> <td>>30</td> <td>>1.5</td> <td>Hard</td> <td>>200</td> </tr> </tbody> </table>	N	CI	Consistency	c_u (kN/m ²)	<2	<0.5	Very soft	<12.5	2-8	0.5-0.75	Soft to medium	12.5-40	8-15	0.75-1.0	Stiff	40-75	15-30	1.0-1.5	Very stiff	75-200	>30	>1.5	Hard	>200	<ul style="list-style-type: none"> Correlación entre índice de consistencia CI, valor N y cohesión no drenada c_u de arcillas. $CI = \frac{LL-w}{LL-PL} \quad (2.57)$ <p>Donde: LL = límite líquido PL = límite plástico w = contenido de humedad natural</p>																										
N	CI	Consistency	c_u (kN/m ²)																																																	
<2	<0.5	Very soft	<12.5																																																	
2-8	0.5-0.75	Soft to medium	12.5-40																																																	
8-15	0.75-1.0	Stiff	40-75																																																	
15-30	1.0-1.5	Very stiff	75-200																																																	
>30	>1.5	Hard	>200																																																	
	<table border="1" data-bbox="363 862 853 1048"> <thead> <tr> <th>PI</th> <th>α'</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>0.068</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>0.055</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>0.048</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0.045</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>0.044</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>0.043</td> </tr> </tbody> </table>	PI	α'	15	0.068	20	0.055	25	0.048	30	0.045	40	0.044	60	0.043	<ul style="list-style-type: none"> Correlación entre el valor N, cohesión no drenada c_u e índice de plasticidad IP de suelos arcillosos. $\frac{c_u}{Pa} = \alpha' N_{60} \quad (2.58)$																																				
PI	α'																																																			
15	0.068																																																			
20	0.055																																																			
25	0.048																																																			
30	0.045																																																			
40	0.044																																																			
60	0.043																																																			
<p>Tasa de sobreconsolidación OCR</p>	$OCR = 0.193 \left(\frac{N}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.689} \quad (2.59)$	<p>Donde: N es el número de golpes del ensayo SPT σ'_{vo} es el esfuerzo efectivo vertical (MN/m²)</p>																																																		
	<ul style="list-style-type: none"> Aplicable para suelos arcillosos 																																																			
<p>Velocidad de onda de corte Vs</p>	<table border="1" data-bbox="327 1332 901 1758"> <thead> <tr> <th>Source</th> <th>Correlation</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Imai (1977)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 91N^{0.337}$</td> </tr> <tr> <td>Sand</td> <td>$v_s = 80.6N^{0.331}$</td> </tr> <tr> <td>Clay</td> <td>$v_s = 80.2N^{0.292}$</td> </tr> <tr> <td>Ohta and Goto (1978)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 85.35N^{0.348}$</td> </tr> <tr> <td>Seed and Idriss (1981)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 61.4N^{0.5}$</td> </tr> <tr> <td>Sykora and Stokoe (1983)</td> <td>Sand</td> <td>$v_s = 100.5N^{0.29}$</td> </tr> <tr> <td>Okamoto et al. (1989)</td> <td>Sand</td> <td>$v_s = 125N^{0.3}$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Pitilakis et al. (1999)</td> <td>Sand</td> <td>$v_s = 145N^{0.178}$</td> </tr> <tr> <td>Clay</td> <td>$v_s = 132N^{0.271}$</td> </tr> <tr> <td>Kiku et al. (2001)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 68.3N^{0.292}$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Jafari et al. (2002)</td> <td>Sand</td> <td>$v_s = 22N^{0.77}$</td> </tr> <tr> <td>Clay</td> <td>$v_s = 27N^{0.73}$</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Hasancebi and Ulusay (2007)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 99N^{0.309}$</td> </tr> <tr> <td>Sand</td> <td>$v_s = 90.82N^{0.319}$</td> </tr> <tr> <td>Clay</td> <td>$v_s = 97.89N^{0.269}$</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Dikmen (2009)</td> <td>All soils</td> <td>$v_s = 58N^{0.39}$</td> </tr> <tr> <td>Sand</td> <td>$v_s = 73N^{0.33}$</td> </tr> <tr> <td>Silt</td> <td>$v_s = 60N^{0.36}$</td> </tr> <tr> <td>Clay</td> <td>$v_s = 44N^{0.48}$</td> </tr> </tbody> </table>	Source	Correlation	Imai (1977)	All soils	$v_s = 91N^{0.337}$	Sand	$v_s = 80.6N^{0.331}$	Clay	$v_s = 80.2N^{0.292}$	Ohta and Goto (1978)	All soils	$v_s = 85.35N^{0.348}$	Seed and Idriss (1981)	All soils	$v_s = 61.4N^{0.5}$	Sykora and Stokoe (1983)	Sand	$v_s = 100.5N^{0.29}$	Okamoto et al. (1989)	Sand	$v_s = 125N^{0.3}$	Pitilakis et al. (1999)	Sand	$v_s = 145N^{0.178}$	Clay	$v_s = 132N^{0.271}$	Kiku et al. (2001)	All soils	$v_s = 68.3N^{0.292}$	Jafari et al. (2002)	Sand	$v_s = 22N^{0.77}$	Clay	$v_s = 27N^{0.73}$	Hasancebi and Ulusay (2007)	All soils	$v_s = 99N^{0.309}$	Sand	$v_s = 90.82N^{0.319}$	Clay	$v_s = 97.89N^{0.269}$	Dikmen (2009)	All soils	$v_s = 58N^{0.39}$	Sand	$v_s = 73N^{0.33}$	Silt	$v_s = 60N^{0.36}$	Clay	$v_s = 44N^{0.48}$	<ul style="list-style-type: none"> Existen diferencias significativas entre las relaciones publicadas que pueden deberse a diferencias en la geología junto con la medición de N y V_s. Si se tiene la velocidad de onda de corte V_s, el módulo de corte G_0 puede obtenerse por la expresión: $G_0 = \rho \cdot v_s^2$
Source	Correlation																																																			
Imai (1977)	All soils	$v_s = 91N^{0.337}$																																																		
	Sand	$v_s = 80.6N^{0.331}$																																																		
	Clay	$v_s = 80.2N^{0.292}$																																																		
Ohta and Goto (1978)	All soils	$v_s = 85.35N^{0.348}$																																																		
Seed and Idriss (1981)	All soils	$v_s = 61.4N^{0.5}$																																																		
Sykora and Stokoe (1983)	Sand	$v_s = 100.5N^{0.29}$																																																		
Okamoto et al. (1989)	Sand	$v_s = 125N^{0.3}$																																																		
Pitilakis et al. (1999)	Sand	$v_s = 145N^{0.178}$																																																		
	Clay	$v_s = 132N^{0.271}$																																																		
Kiku et al. (2001)	All soils	$v_s = 68.3N^{0.292}$																																																		
Jafari et al. (2002)	Sand	$v_s = 22N^{0.77}$																																																		
	Clay	$v_s = 27N^{0.73}$																																																		
Hasancebi and Ulusay (2007)	All soils	$v_s = 99N^{0.309}$																																																		
	Sand	$v_s = 90.82N^{0.319}$																																																		
	Clay	$v_s = 97.89N^{0.269}$																																																		
Dikmen (2009)	All soils	$v_s = 58N^{0.39}$																																																		
	Sand	$v_s = 73N^{0.33}$																																																		
	Silt	$v_s = 60N^{0.36}$																																																		
Clay	$v_s = 44N^{0.48}$																																																			



2.10. Capacidad portante última a partir de ensayos in situ

Los elementos estructurales se apoyan sobre el terreno que se encuentra debajo de los mismos, el terreno puede considerarse como uno de los materiales utilizados en el proceso de construcción, a diferencia de otros materiales como el hormigón o el acero, el suelo es menos resistente y deformable. Esto significa que, en muchos de los casos, el suelo no puede soportar los mismos esfuerzos que la estructura que se construye sobre él, por lo que las superestructuras deben edificarse con cimentaciones que soporten y distribuyan los esfuerzos para que sean transmitidos de manera adecuada, al terreno según su resistencia y elasticidad. (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Un suelo posee una capacidad resistente que tiene que ser calcula a partir de los datos que se obtienen de las investigaciones geotécnicas, dependiendo de la metodología de cálculo de la capacidad admisible y el tipo de ensayo se tendrá mayor o menor grado de incertidumbre en los resultados, la resistencia de un suelo depende fundamentalmente de su resistencia a corte.

Si los esfuerzos cortantes y axiales dentro de la masa del suelo alcanzan valores de la combinación crítica, se originan deslizamientos a lo largo de alguna superficie de falla y el suelo colapsa bajo las cargas que transmiten los cimientos de una construcción o crean problemas de estabilidad en taludes, excavaciones y empujes de tierra en general (Fratelli, 1993).

Por ello, se debe conocer la capacidad portante de un suelo, de modo de no sobrepasar la magnitud de los esfuerzos admisibles a corte, al aplicar las cargas y sobrecargas de uso. La resistencia a corte de un suelo depende fundamentalmente de dos parámetros: cohesión y ángulo de fricción, estos valores pueden ser obtenidos de ensayos de laboratorio o ensayos in situ. (Fratelli, 1993)

Existen diversos tipos de ensayos que se realizan en campo, durante la ejecución de perforaciones con el fin de determinar las propiedades del suelo in situ. Estos ensayos pueden ser: Ensayo de Penetración Estándar, Penetración de Cono Estática, Ensayo de Corte de Veleta, Presiómetro, Dilatómetro de Placa de Carga, perforaciones con recuperación de muestras alteradas o inalteradas y ensayos de laboratorio (Clasificación de Suelos, Ensayos de Resistencia, etc.) (Baban, 2016).

En el medio local es común y generalizado la ejecución de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) para la caracterización del comportamiento del terreno, particularmente en el diseño de cimentaciones, este ensayo es frecuentemente utilizado para estimar la capacidad admisible de los suelos de fundación, a pesar de que, este ensayo presenta limitaciones en suelos cohesivos, donde la dispersión de resultados y la baja sensibilidad del ensayo pueden afectar la confiabilidad de los parámetros obtenidos.

En ese contexto, se realizó una comparación entre los valores obtenidos mediante los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y los valores derivados del Ensayo de Penetración Estática (CPT), a partir de las estimaciones analíticas de la capacidad portante última y se verifica la coherencia y confiabilidad de los resultados obtenidos, así mismo se determinan discrepancias y limitaciones de los valores estimados.

2.10.1. Capacidad portante última a partir del ensayo N_{SPT}

Para realizar el cálculo de la capacidad portante última a partir de los valores del N_{60} , es necesario considerar diversos aspectos relacionados con el diseño de los distintos tipos de cimentaciones, su aplicación debe realizarse con un enfoque técnico, considerando las

limitaciones y particularidades que pueden derivarse de la naturaleza del ensayo y del tipo de suelo a evaluarse. En suelos cohesivos, la interpretación de los resultados del SPT presenta un mayor grado de incertidumbre asociado al tipo y estructura del suelo, presencia de nivel freático y variabilidad de los valores obtenidos, lo que puede inducir a obtener valores imprecisos de parámetros de resistencia y capacidad portante.

Los valores de resistencia al corte no drenado (S_u) estimados a partir del número de golpes deben considerarse únicamente como valores orientativos. La confiabilidad de estas correlaciones depende de las condiciones locales del suelo, por lo que es recomendable realizar ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas, con el fin de verificar la validez de dichas correlaciones empíricas (Baban, 2016).

El ensayo SPT es común en la práctica de investigaciones geotécnicas, sin embargo, es un método cuyos resultados dependen del equipo de perforación y del operador, sin permitir la réplica de resultados y proporciona resultados discretos (Dagger et al., 2019).

A partir de las premisas que se han mencionado, para estimar la capacidad portante se procede a estimar la capacidad portante última de los valores de S_u que han sido estimados del ensayo N_{SPT} . Skempton (1951) para suelos cohesivos (arcilla en condición no drenada) propone la Ecuación 2.60 (Briaud, 2023):

$$q_{ult} = N_c \times S_u + \gamma D \text{ (kPa)} \text{ (2.60)}$$

Donde:

q_{ult} = capacidad portante última no drenada

N_c = factor de capacidad portante (dependiente de la geometría de la cimentación),

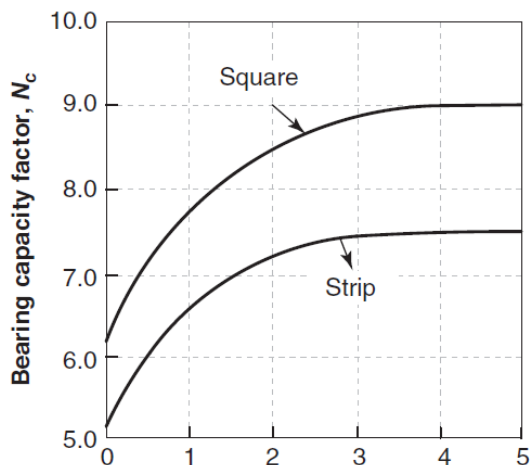
6.0~6.2 para una zapata cuadrada (Figura 21)

S_u = resistencia al corte no drenado

γ = peso unitario total del suelo sobre la cimentación

D = profundidad de empotramiento.

Figura 21
 Diagrama para el factor N_c . (Skempton, 1951). (Briaud, 2023)



2.10.2. Capacidad portante última a partir del ensayo CPT

El ensayo CPT se caracteriza por ser una técnica económica, eficiente y rápida que permite obtener un perfil continuo de las propiedades geotécnicas del subsuelo. Sus resultados pueden interpretarse de forma empírica como analítica, y permite incorporar una variedad de sensores al penetrómetro. La evaluación de la capacidad portante de las cimentaciones a partir de datos del CPT, es una herramienta eficaz y versátil en la investigación geotécnica. (Robertson & Cabal, 2022).

A partir de los resultados de los ensayos CPT, se puede estimar directamente la capacidad portante, sin la necesidad de utilizar parámetros que provienen de correlaciones o aproximaciones empíricas. El fundamento teórico de esta ecuación se basa en la solución de la expansión de una cavidad esférica, para arcillas la ecuación es basada en el trabajo de Tand et al. (1986) (Briaud, 2023).

$$q_f = k_{su} \times q_c(av) \quad (2.61)$$

El valor de $k_{su}=0.30$ a 0.60 puede ser utilizado de acuerdo con la relación B/D de la cimentación, forma, sobreconsolidación (OCR) y sensibilidad del suelo, para $s/B=0.1$ (relación asentamiento/ancho de la cimentación). En términos generales, puede asumirse $k_{su}=0.30$ en arcillas como estimación conservadora. (Robertson & Cabal, 2022).

Capítulo 3

3. Metodología de Trabajo

La metodología de trabajo en esta investigación consistió en la integración de resultados de ensayos in situ (CPTu y SPT), ensayos de laboratorio y tomografías eléctricas con el propósito de caracterizar el comportamiento del subsuelo en la zona de estudio, la misma que consistió en la recolección, análisis, correlación e interpretación de datos de los ensayos antes mencionados. Los datos se obtuvieron de las siguientes fuentes:

- Informes Geotécnicos y Geológicos de los estudios “Servicio de consultoría, para realizar los estudios y diseños de la solución de funcionamiento integral del trasvase subterráneo de la quebrada las Totoras en la ciudad de Cariamanga, cantón calvas, provincia de Loja”.
- Servicio de consultoría para la ejecución del plan de investigaciones, monitoreo y servicios de ingeniería para el trasvase subterráneo de la quebrada Las Totoras, en la ciudad de Cariamanga, cantón Calvas, provincia de Loja.
- Hoja Geológica de Cariamanga escala 1:100000
- Libros, artículos científicos y tesis de grado (tercer y cuarto nivel) relacionados con la formación de suelos residuales y de origen de procesos hidrotermales.

El análisis de la información geológica se realizó con el software ArcGIS 10.5 y generó los perfiles geotécnicos con el Software Autocad Civil 2025 y para las estimaciones de capacidad portante última se realizaron hojas de cálculos en Excel empleando las diferentes correlaciones empíricas propuestas.

La información de los ensayos in situ se obtuvieron de sondeos con recuperación de testigos (334.1 metros), ensayos SPT (160 metros), 10 ensayos de piezocono CPTu (164 metros), ensayos de laboratorio (Granulometría # 100, Límites Atterberg # 98, Densidad # 28, Triaxial UU # 4, Compresión simple en rocas # 4) y perfiles geofísicos (tomografías eléctricas con arreglos tipo Schlumberger con longitudes entre 160 a 240 metros (Figura 23)). En la Tabla 9, Tabla 10,

Tabla 11 y Tabla 12 se presenta la cantidad de ensayos SPT, profundidad de perforación, finalidad de la información recolectada y ensayos de laboratorio.

La información fue revisada y verificada, con la finalidad de depurar la base de datos previo a la interpretación geológica-geotécnica excluyendo valores atípicos para normalizar unidades y profundidades de análisis. Se verifico la trazabilidad de los registros de perforación ploteando las coordenadas y cotas en un sistema de información geográfica, además de verificar las condiciones hidrogeológicas al momento de la ejecución de los ensayos.

Tabla 9

Sondeos utilizados para el perfil geotécnico-control estratigráfico

Sondeo	Prof. (m)	Tipo Ensayo/Control Estratigráfico	SPT (#)
2014-P1	21	SPT-Control Estratigráfico	21
2014-P2	29	SPT-Control Estratigráfico	29
2014-P3	33	SPT-Control Estratigráfico	32
2014-P4	25	SPT-Control Estratigráfico	17
2014-P5	31	SPT-Control Estratigráfico	20
2016-P1	14.5	SPT-Control Estratigráfico	13
2016-P2	24.5	SPT-Control Estratigráfico	24
2017-P1	15	SPT-Control Estratigráfico	4
2017-P2	15	Control Estratigráfico	
2017-P3	13	Control Estratigráfico	
2017-P4	15	Control Estratigráfico	
2017-P5	15	Control Estratigráfico	
2017-P6	14.5	Control Estratigráfico	
2019-S1E	19.6	Control Estratigráfico	
2019-S2E	22	Control Estratigráfico	
2019-S3E	27	Control Estratigráfico	
Total (m)	334,1		160

Tabla 10
Ensayos in situ CPTu

Sondeo	Prof. (m)	Tipo Ensayo
CPT-1	13.57	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-2	15.04	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-3	15	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-4	18,8	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-5	15,8	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-6	15.6	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-7	15.8	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-8	19.84	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-9	15	CPTu/Caracterización Geotécnica
CPT-10	19.82	CPTu/Caracterización Geotécnica
Total (m)	164	

Tabla 11
Cantidad de ensayos de Laboratorio, Límites Atterberg y Granulometría

Sondeos	LL(%)	LP(%)	IP(%)	W-Hum%	SUCS
2014-P1	21	21	21	21	21
2014-P2	29	29	29	29	29
2014-P3	28	28	28	28	28
S1E	9	9	9	9	9
S2E	7	7	7	7	7
S3E	4	4	4	6	6
Total (#)	98	98	98	100	100

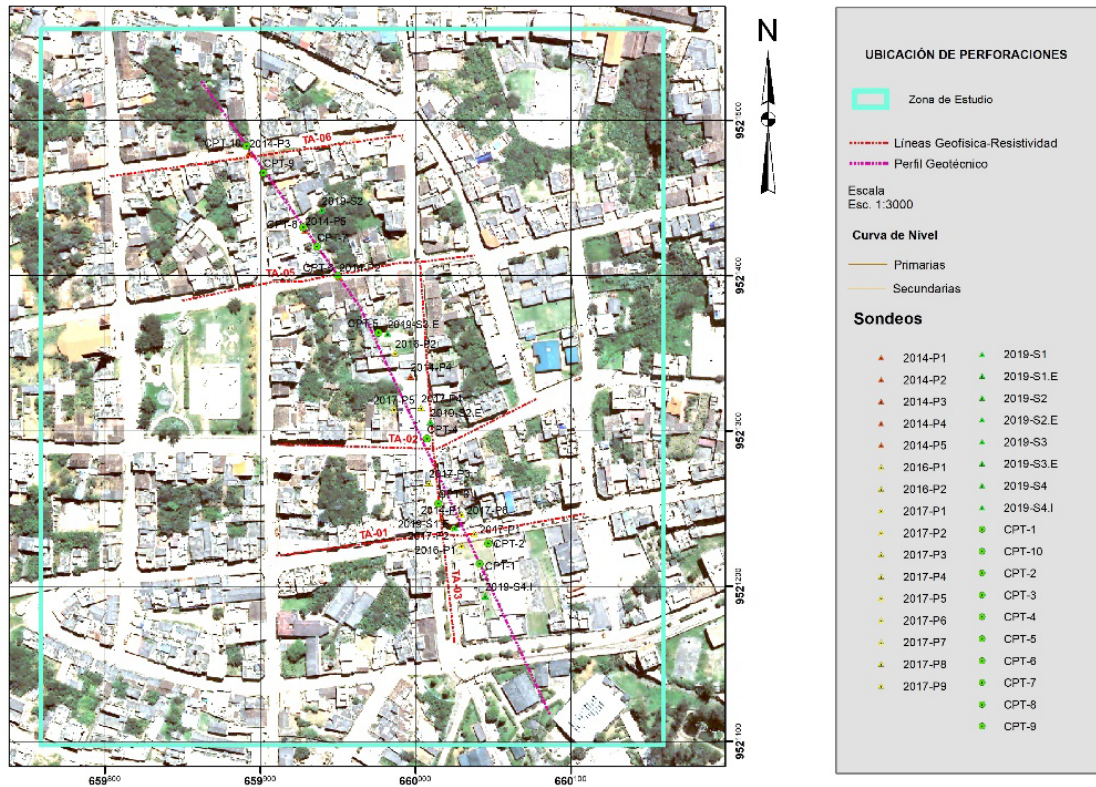
Tabla 12
Cantidad de ensayos de densidad.

Sondeos	pb (g/cm3)	pd (g/cm3)
S1E	9	9
S2E	7	7
S3E	12	12
Total (#)	28	28

Con la información antes mencionada, los suelos fueron clasificados según el sistema SUCS (ASTM D2487) y las unidades geotécnicas son interpretadas integrando las descripciones de los logs de perforación y el registro de los ensayos CPTu.

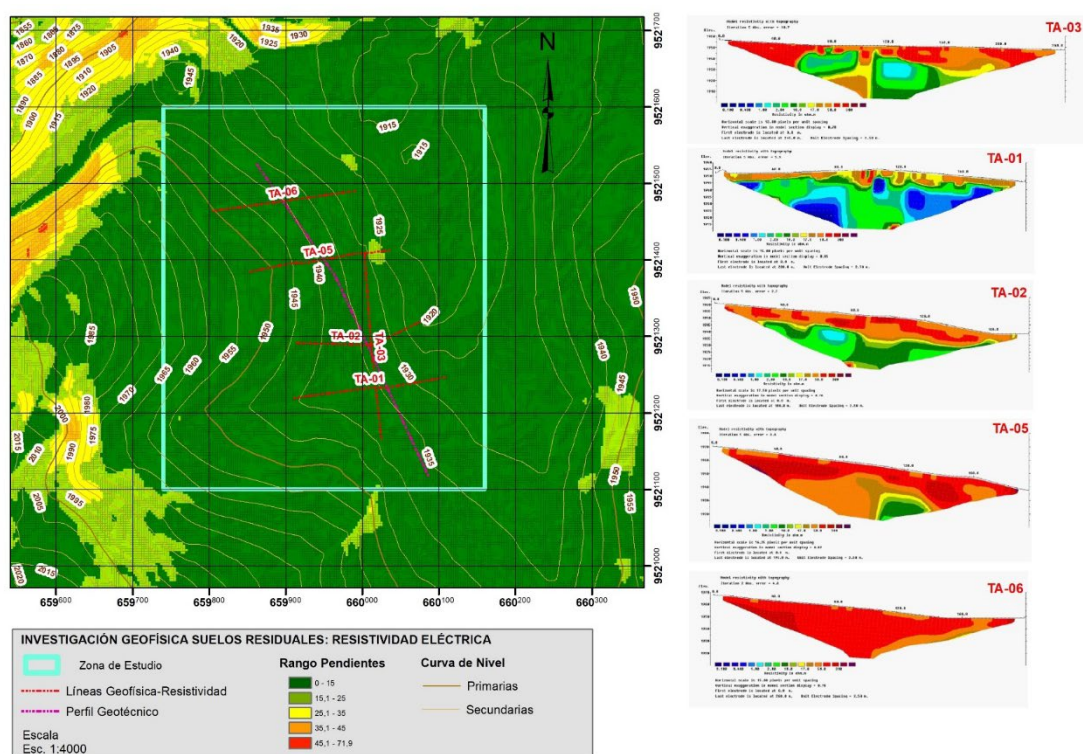
Figura 22

Ubicación de perforaciones exploratorias, ensayos in situ CPTu, ensayos in situ SPT y perfiles geofísicos (tomografías eléctricas)



El perfil o modelo geotécnico ha sido realizado a partir del MDT (Modelo Digital del Terreno) obtenido del SIGTIERRAS su orientación es SE-NW, esta orientación optimiza la información de perforaciones convencionales, ensayos de piezocono CPTu y líneas de investigación geofísica, a partir de esta información se definen unidades geotécnicas y los diferentes parámetros geotécnicos que se derivan de los ensayos in situ. Los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas e inalteradas permiten calibrar y correlacionar los resultados obtenidos de los ensayos in situ, además de poder establecer las características granulométricas y de resistencia de los suelos de origen residual, con la finalidad de establecer el comportamiento geotécnico de este tipo de suelos.

Figura 23
Perfiles Geofísicos utilizados para la interpretación geológica-geotécnica



Los datos geotécnicos se procesaron en hojas de cálculo en Excel de los ensayos CPTu, SPT y ensayos de laboratorio para realizar perfiles geotécnicos y determinar las propiedades de las diferentes unidades geotécnicas que han sido interpretadas en la zona de estudio. En la Figura 22 se presenta la ubicación y distribución de todos estos ensayos efectuados in situ.

Para la elaboración del perfil geotécnico se integró valores de resistencia por punta, fuste y presión de poro, las descripciones de las perforaciones mecánicas (SPT) en conjunto con los ensayos de laboratorio y presión de poro permiten definir las unidades geotécnicas. Los valores de las correlaciones CPTu y SPT permiten estimar la capacidad portante última, se seleccionan pares de sondeos para poder evaluar y comparar esta capacidad portante.

Se determina un perfil de meteorización, a partir de las descripciones de los núcleos de perforación, definiendo la profundidad y el grado de meteorización que se presenta en la zona de estudio, así mismo, se define la variación del manto de meteorización a partir de las secciones de las tomografías eléctricas y la integración de los parámetros geotécnicos en

las diferentes unidades geotécnicas que muestran un grado de asociación o correlación con los diferentes niveles de meteorización.

Finalmente, se evaluaron las limitaciones de las correlaciones empíricas aplicadas, considerando el comportamiento geotécnico del suelo, la influencia de la meteorización y la heterogeneidad del perfil, estableciendo criterios de ajuste local y recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo 4

4. Análisis de Resultados

El estudio de los suelos residuales de la ciudad de Cariamanga del cantón Calvas en la provincia de Loja, se fundamenta en los principales parámetros y propiedades físicas que definen el comportamiento geotécnico de estos suelos y su relación con los diferentes perfiles de meteorización.

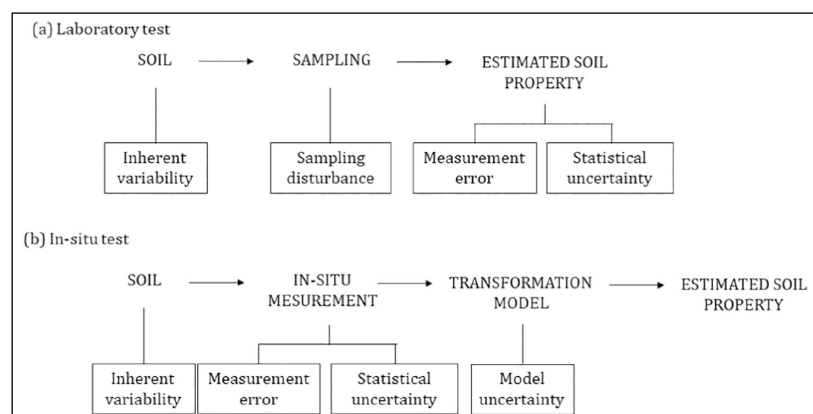
Dichos parámetros y propiedades son el resultado de los ensayos geotécnicos in situ como ensayos de piezocono CPTu y ensayos de penetración estándar SPT realizados en el sitio de investigación, e igualmente el resultado de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos para su correlación y calibración con los ensayos in situ. En el Capítulo 3 “Metodología de Trabajo” se detallan los ensayos geotécnicos a partir de los cuales se desarrolló el presente análisis de estudio.

4.1. Resultados e interpretación de ensayos de laboratorio

Cuando las propiedades del suelo se estiman directamente a partir de ensayos de laboratorio, la propiedad estimada puede estar sujeta a la variabilidad inherente del suelo, a la alteración durante la toma de muestra, error de la medición debido a la imperfección del ensayo, y a la incertidumbre estadística causada por un número limitado de ensayos (Figura 24) (Hsein Juang et al., 2018).

Figura 24

Incertidumbres en la estimación de propiedades geotécnicas del suelo (Hsein Juang et al., 2018)

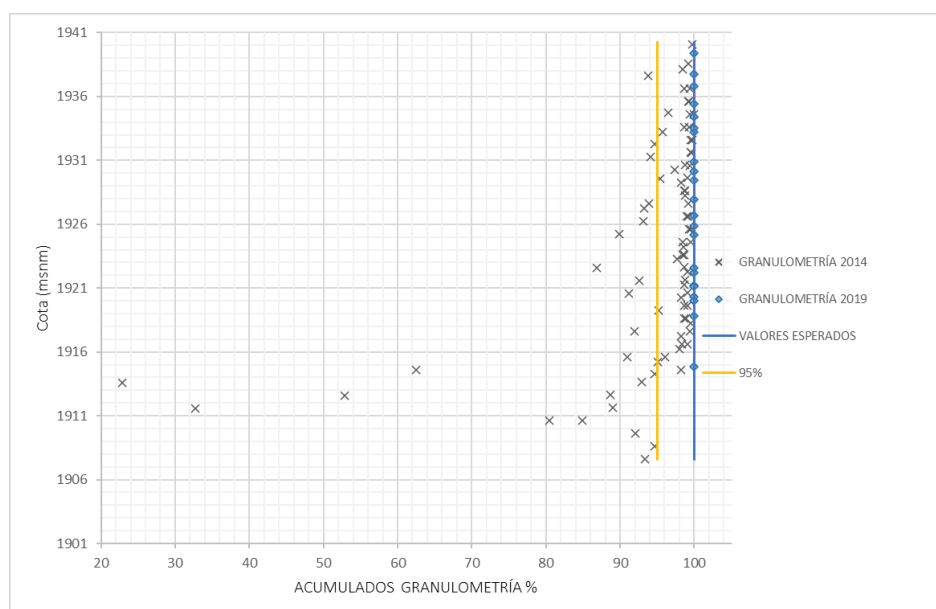


4.1.1. Granulometría y clasificación SUCS

De acuerdo con la Figura 25 se observa que en los ensayos realizados en el año 2014 desde la profundidad de 25 metros existen dispersión de datos con respecto a los valores esperados, los resultados de los ensayos granulométricos con 20% de valores anómalos han sido descartados (Sondeo 2014-P3 intervalo 25.50 a 29.00 m). Por lo que su uso es descartado ya que pudieron existir errores sistemáticos y/o errores humanos en la ejecución y toma de datos. En el caso de las granulometrías del año 2019 los errores o valores anómalos son mínimos y estos valores son aceptables para la caracterización geotécnica de los mismos.

Figura 25

Validación de datos de ensayos de granulometría, identificación de valores anómalos



En la Figura 26 y Figura 27 se observa la granulometría predominante en las diferentes perforaciones exploratorias consideradas en este estudio, el mayor porcentaje corresponde a suelos cohesivos tipo (MH, ML, CL, CH), el contenido de suelos finos es mayor y en profundidad existe un cambio gradual de granulometría que pasa de suelos finos a suelos granulares tipo (SC, SP, SC, GP-GC, GC), determinando el límite del suelo residual y el inicio del saprolito de acuerdo con las propiedades mecánicas de los geomateriales.

Figura 26
Distribución de Granulometría en profundidad, ensayos de muestras tomadas de las perforaciones exploratorias del 2014 y 2019

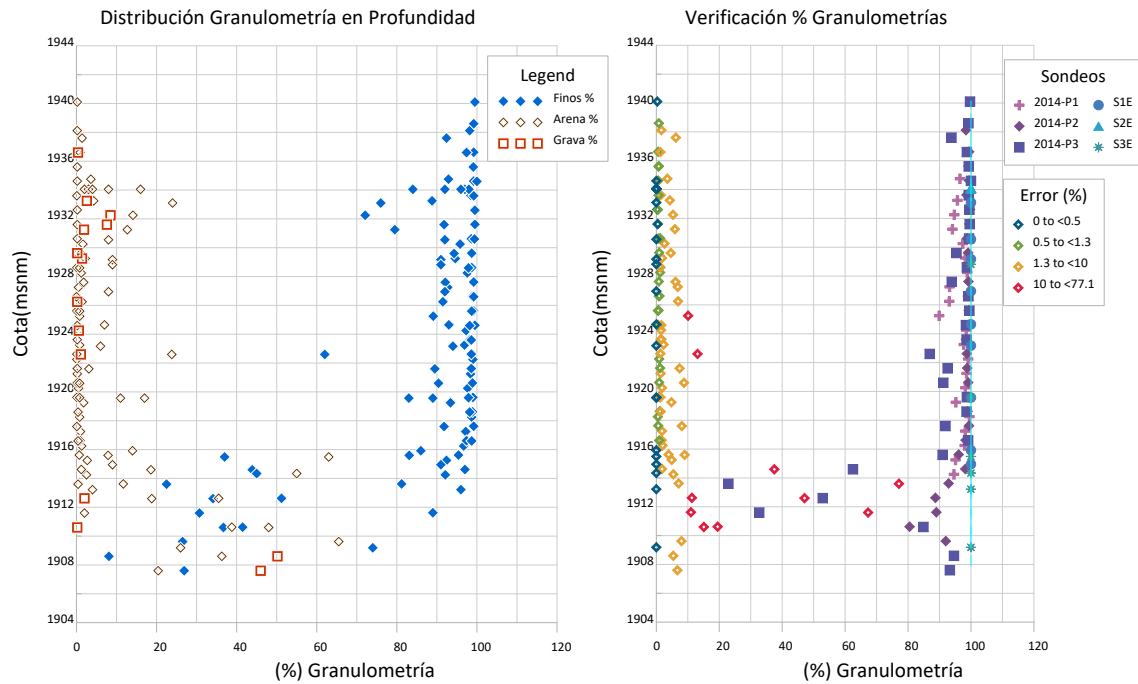
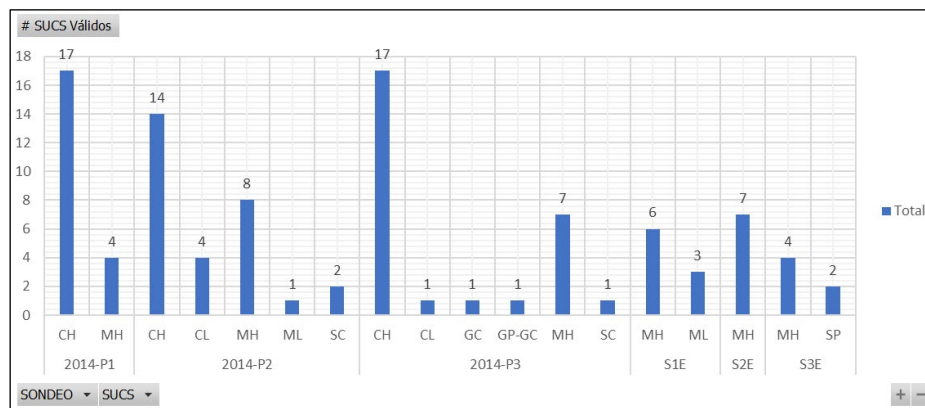
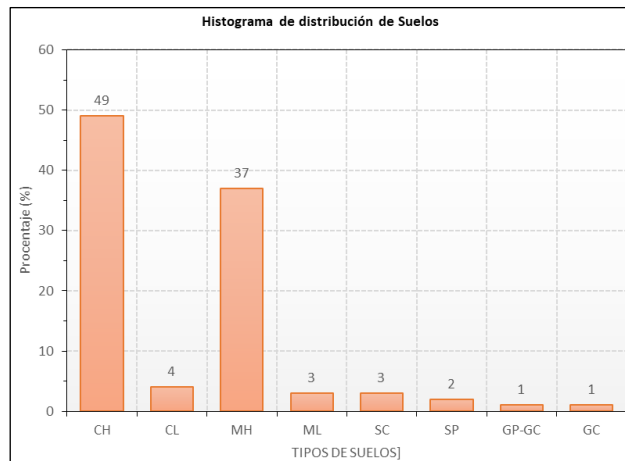


Figura 27
Histograma de tipos de suelos en las perforaciones exploratorias



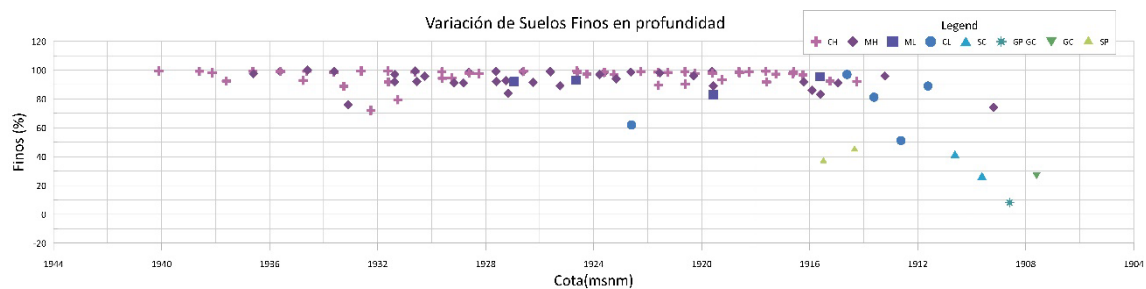
Por otra parte, integrando los datos y sintetizando en el histograma de frecuencia porcentual de la Figura 28, se establece un claro dominio de dos tipos de suelos que destacan por sobre los demás tipos encontrados: Suelo tipo CH (arcillas de alta plasticidad o compresibilidad) con el 49% y suelo tipo MH (limos de alta plasticidad o compresibilidad) con el 37%.

Figura 28
Histograma de distribución de frecuencia porcentual de suelos según clasificación SUCS



De manera general, se puede identificar la zona de transición de suelo residual a Saprolito, esta zona de transición es variable a lo largo del trazado de estudio, la profundidad promedio se encuentra alrededor de los 18 metros de profundidad. En las perforaciones exploratorias es común observar una textura relicta de los fenocristales de plagioclasas, feldespatos y minerales máficos en los testigos de perforación y de acuerdo con la clasificación SUCS corresponde a un suelo de características tipo (CH-CL-MH-ML). Es común encontrar la variación de granulometría de suelos finos a suelos gruesos tipo (SC, SP, GP-GC) en profundidad (Figura 29).

Figura 29
Distribución de Granulometría SUCS en profundidad, límite de suelo residual y saprolito

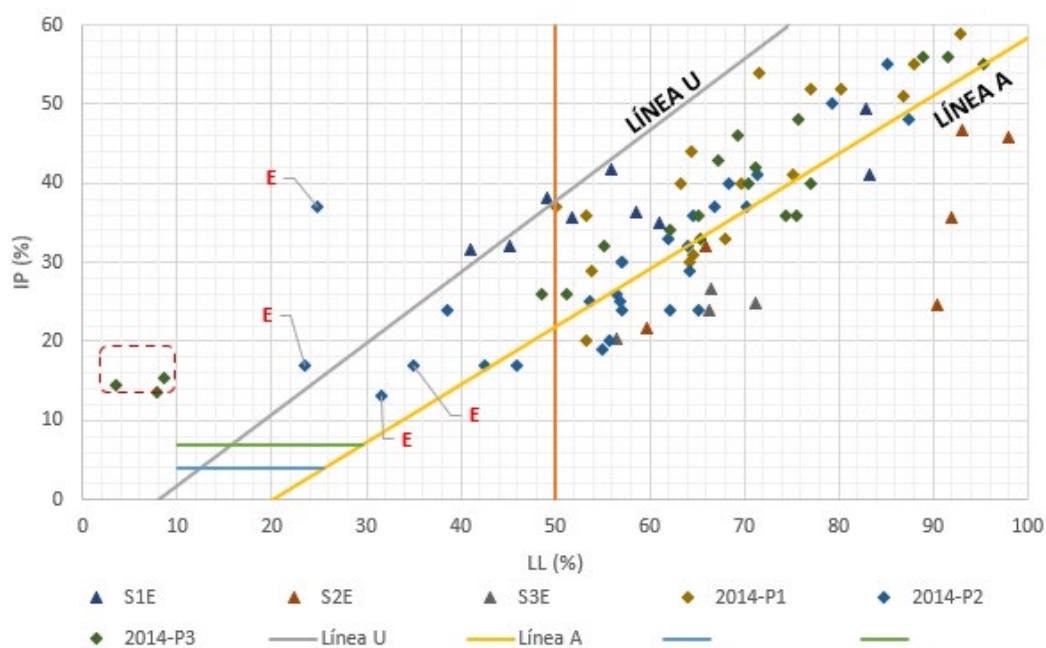


4.1.2. Carta de plasticidad

A partir de la clasificación de los suelos finos propuesta por Casagrande, se puede determinar su comportamiento plástico, en este caso primero se verifica la validez de los datos de laboratorio. En un primer paso se plotea los datos de las perforaciones exploratorias 2014-P1, 2014-P2, 2014-P3, S1-E, S2-E y S3-E en la carta de plasticidad de Casagrande. se identifica valores anómalos en los resultados; a partir de la expresión $IP(\%) = LL - LP$, encontrándose valores de índice de plasticidad negativos por lo que se asume que estos valores de Limite Liquido y Limite plásticos pudieron verse afectados por errores de digitación o transcripción durante la ejecución de los ensayos, los mismos que son descartados para la caracterización geotécnica (Figura 30).

Figura 30

Verificación de resultados (100 resultados de SUCS, error 7%)

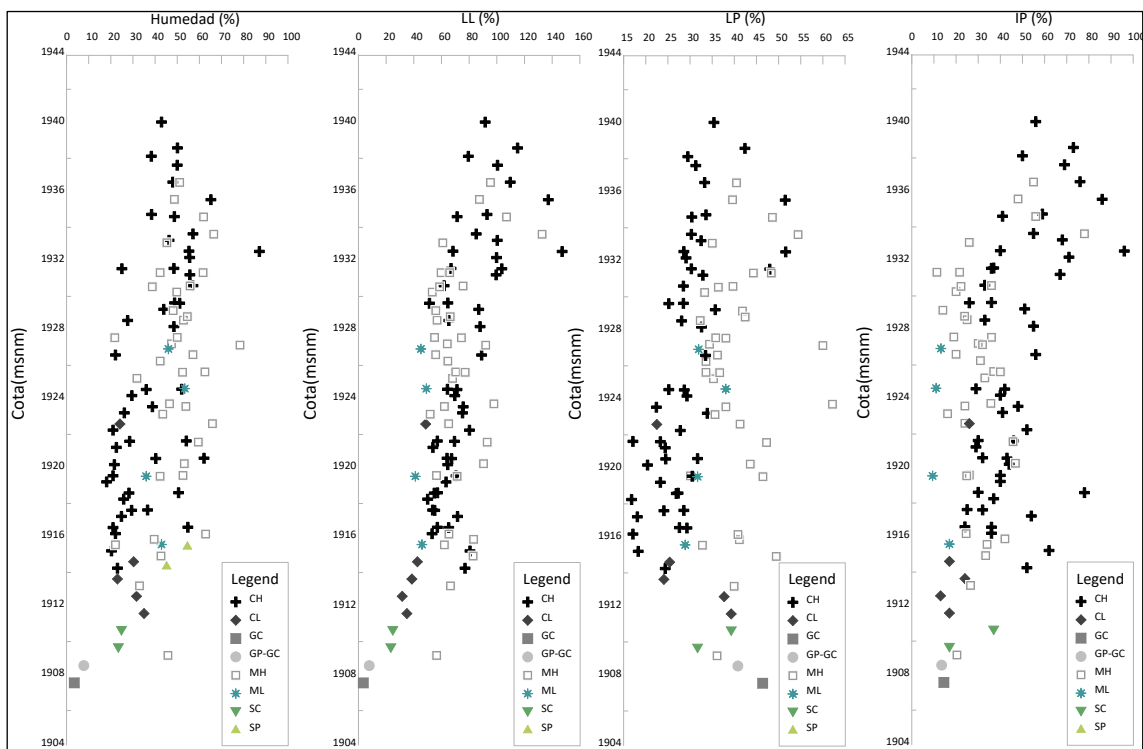


En la Figura 30 y Figura 31 se puede observar que la mayoría de las muestras de suelos presentan LL mayores al 50%, siendo suelos de tipo CH o MH en la clasificación SUCS, con valores de IP mayores a 20% indicando su comportamiento plástico a muy plástico. Esta variación de tipo de suelos Arcillas-Limos corresponde a la zona de transición y está directamente asociado con el perfil de meteorización, este manto de meteorización genera

suelos heterogéneos en su granulometría y mineralogía, pudiendo existir niveles o estratos de arcillas CH-CL y sin presentar gradación o cambios laterales o verticales a suelos tipo MH-ML, hacia la base de la secuencia gravas y fragmentos de roca con textura relicta puede ser identificadas denotando la transición suelo residual a saprolito y/o saprock.

Figura 31

Valores de humedad natural ($W\%$), Límite Líquido ($\%LL$) y Límite Plástico ($\%LP$) ploteados en profundidad y de acuerdo con su clasificación SUCS



Los resultados de humedad natural ($w\%$) en la Figura 31, permiten identificar las zonas o sectores en los cuales los suelos presentan porcentajes de humedad mayores al 40%, en los resultados de las tomografías eléctricas se pueden identificar niveles con valores bajos de resistividad, los resultados de la investigación geofísica pueden ser correlacionado con la sección de valores de humedad y definir que estos suelos se encuentran saturados, posiblemente exista un gradiente hidráulico que favorece la saturación de los suelos.

En la Figura 32 y Figura 33 se puede observar la distribución de humedad y Límite Líquido en profundidad y en la sección NW-SE. En seis sondeos los resultados de los límites Atterberg muestran valores del Límite Líquido mayor al 50%, en profundidades de

investigación de hasta 25 metros, los tipos de suelos son CH, CL, MH, ML, en general el valor de LL aumenta a medida que el tamaño de las partículas del suelo disminuye.

Figura 32

Distribución de Humedad (%). (Método de Interpolación Natural Neighbor)

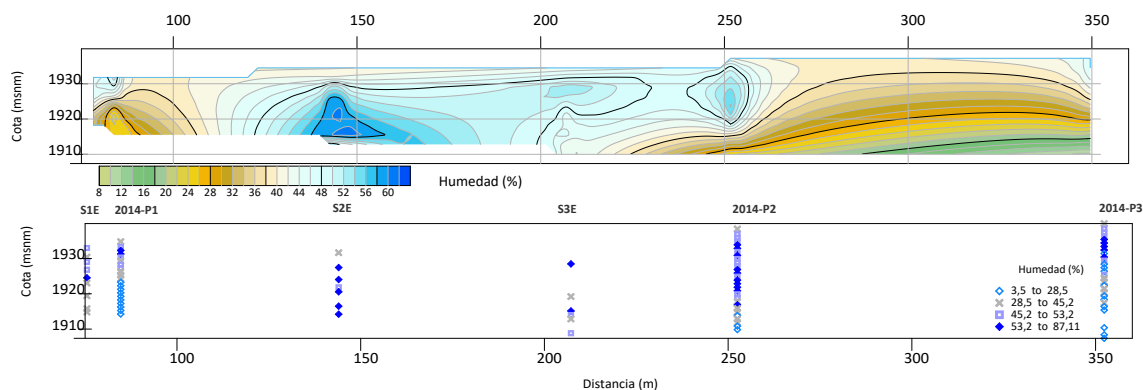
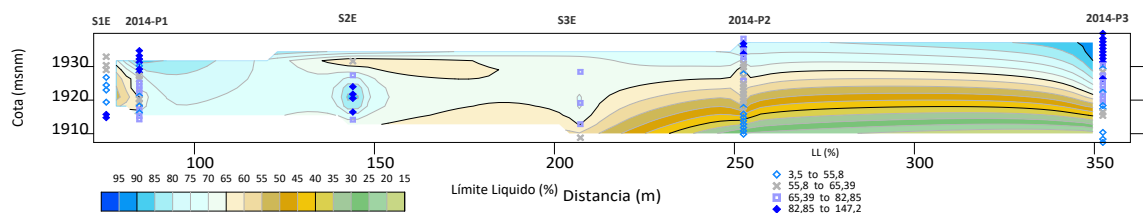


Figura 33

Distribución de LL (%). (Método de Interpolación Natural Neighbor)

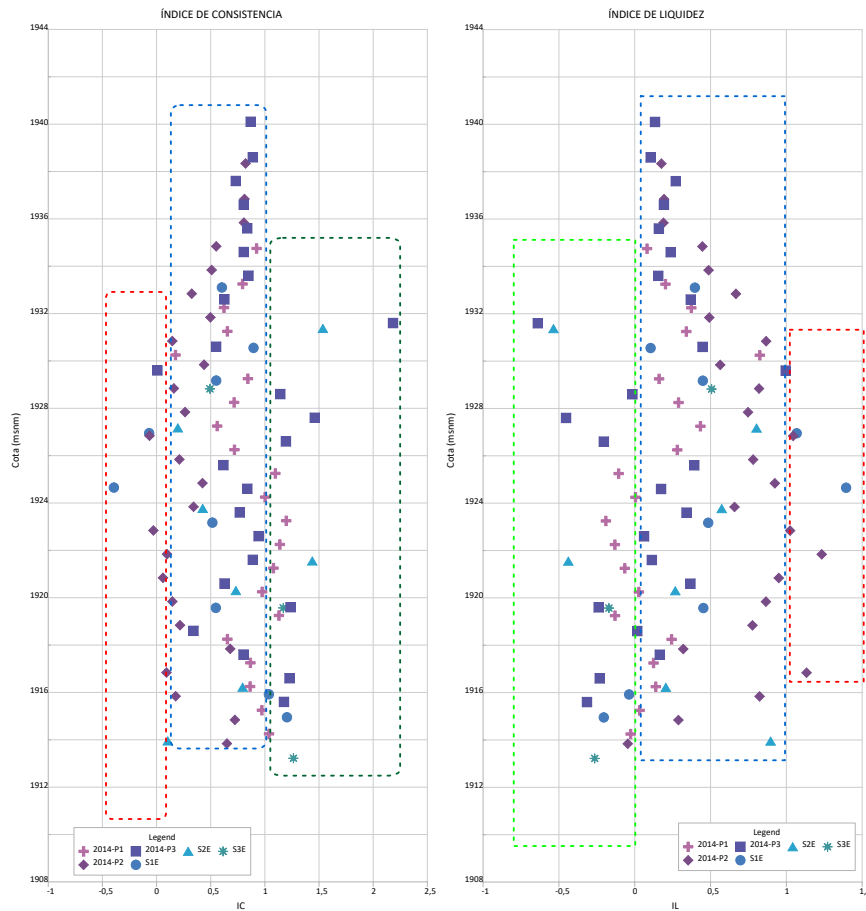


4.1.3. Índices de consistencia

De acuerdo con los valores de Índice de Consistencia (Ecuación 2.1) desde superficie hasta la profundidad de 25 metros los suelos están en un rango (0-1) pudiendo ser clasificados como suelos blandos a firmes, así mismo valores mayores a 1 indican un estado de consistencia duros a muy duros y los valores que se encuentran cercanos o menores que 0 indican zonas en estado líquido y con consistencia muy blanda, que pueden representar un riesgo para cimentaciones (Figura 34).

Por otra parte, los valores de Índice de Liquidez (Ecuación 2.2) se encuentran en el rango (0-1), lo que indica que estos suelos se encuentran en un estado plástico a blando, además existen valores que son mayores a 1, por lo que estos suelos podrían presentarse en un estado fluido, que podría ser crítico en términos de estabilidad por potenciales asentamientos y capacidad portante (Figura 34).

Figura 34
Índice de consistencia e índice de liquidez

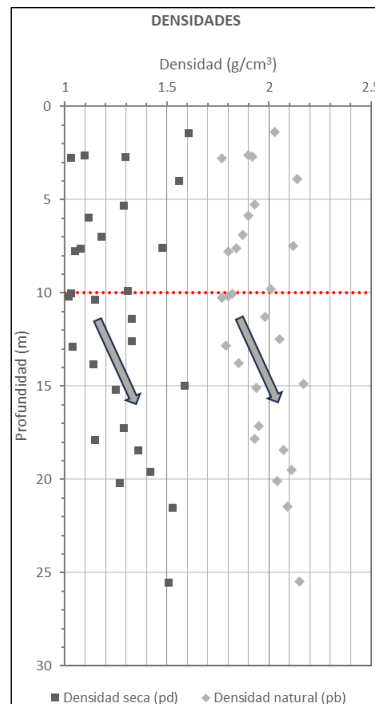


4.1.4. Densidad

Los valores de densidad se tomaron de muestras de las perforaciones exploratorias S1-E, S2-E y S3-E, las cuales muestran un rango de valores de entre 1.02 y 1.61 g/cm³ de densidad seca y entre 1.77 y 2.17 g/cm³ de densidad natural (Figura 35).

A partir de los 10 m de profundidad, se denota un punto de inflexión de la data, mostrando una clara tendencia de incremento en profundidad. Las densidades medias de estos suelos residuales son 1.28 g/cm³ de densidad seca y de 1.94 g/cm³ de densidad natural.

Figura 35
Distribución de densidad seca y densidad natural en profundidad



4.1.5. Resistencia al corte

A partir de los ensayos triaxiales UU, los resultados de resistencia al corte señalan homogeneidad general respecto a la cohesión (c) con valores entre 30 y 49 kPa que reflejan un suelo residual cohesivo de mediana rigidez, a excepción del valor de cohesión de 147 kPa que indica un suelo de alta rigidez por posible cementación mineral local; mientras que, respecto al ángulo de fricción interna (ϕ) igualmente tres resultados muestran valores bajos de entre 10.50 y 20.92° típicos para suelos finos saturados, y una muestra registra como resultado un valor de 34.98° indicando una fracción granular tipo arenas o arenas limosas (Tabla 13).

Cabe destacar que, la muestra con alto valor de ángulo de fricción interna corresponde a una muestra remoldeada, por lo que el resultado no refleja la resistencia natural in situ del suelo residual.

Tabla 13*Resultados de los ensayos triaxiales UU*

Muestra	Profundidad	Cohesión (c)	Ángulo de fricción interna (ϕ)
	(m)	(kPa)	(°)
2016-P2	13.75	30	11.00
Pozo-M1	11.50	40.18	20.92
Pozo-M2	11.50	147	10.50
Pozo-Remoldeada	11.50	49	34.98

4.1.6. Resistencia a la compresión simple (Rocas)

En la parte norte de la zona de estudio, el basamento rocoso o roca fresca aflora en superficie y ha sido interceptado en perforaciones (Figura 36). En las perforaciones exploratorias se han recuperado testigos de roca, estas muestras petrográficamente presentan textura fanerítica de sus minerales con una meteorización moderada a leve, en los núcleos de perforación se ejecutaron ensayos de resistencia a la compresión simple (UCS), lo que ha permitido caracterizar las propiedades mecánicas del macizo rocoso. De acuerdo con la clasificación de resistencia propuesta por la ISRM, las resistencias del macizo rocoso van de resistencias moderadamente duras a rocas muy duras (R3 a R5) (Tabla 14).

Tabla 14*Ensayo de Compresión Simple Roca, Basamento rocoso los ensayos en rocas de sondeos ubicados al Norte del estudio*

MUESTRA	PROFUNDIDAD	σ_c (MPa)
	(m)	(MPa)
S1	12.10-12.30	104.44
S2	12.90-13.10	68.11
S3	17.70-17.85	36.04
S4	11.55-11.75	116.59

Figura 36

Macizo rocoso, testigos de perforación y afloramiento del basamento rocoso al norte de la zona de estudio



4.2. Resultados e interpretación de ensayos in situ CPTu

A partir de la medición directa de parámetros de los ensayos de piezocono CPTu como la resistencia de punta (q_c), resistencia al fuste (f_s) y presión de poros (u_2) de los suelos residuales de origen hidrotermal, se efectuó un análisis del comportamiento de las curvas de registro de estos parámetros y de la dispersión de los valores en función de la profundidad de investigación.

4.2.1. Resistencia de punta (q_c)

Los registros de resistencia de punta (q_c) en todos y cada uno de los ensayos de piezocono exhiben una homogeneidad generalizada, con valores muy uniformes menores a 5 MPa, y curvas de registro suaves o continuas. Puntualmente se presentan cambios a curvas poco dentadas con valores entre 5 y 10 MPa.

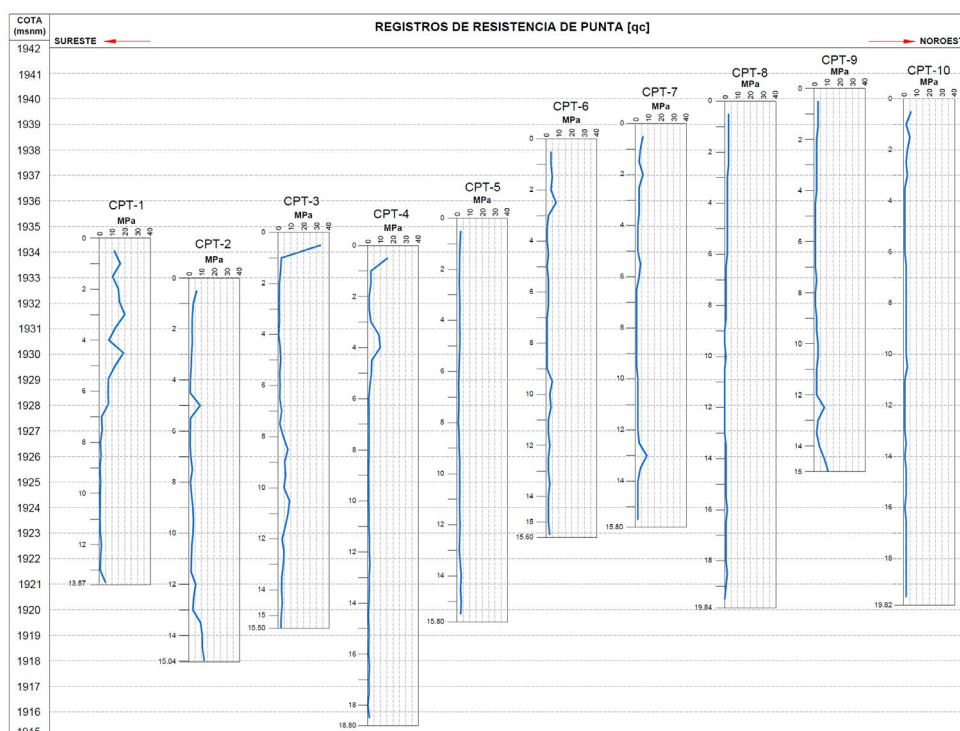
En la Figura 37, se visualiza la tendencia de las curvas de resistencia de punta con la profundidad y su correlación lateral entre los distintos ensayos CPTu los cuales se sitúan alineados aproximadamente a lo largo de un eje sureste a noreste de unos 400 m de longitud.

Es preciso señalar que, únicamente en los ensayos de piezocono CPTu-2 y CPTu-9, se observa una tendencia de incremento de la resistencia de punta en profundidad hasta alrededor de los 13 MPa, a partir de la cota 1921.50 msnm (11.50 m de profundidad) y a partir de la cota 1928.50 msnm (12.0 m de profundidad) respectivamente.

En el caso del ensayo de piezocono CPTu-3 se observa igualmente un incremento de la resistencia de punta hasta aproximadamente los 10 MPa, en el tramo comprendido entre los 1926.80 msnm (8.0 m de profundidad) y los 1922.80 msnm (12.0 m de profundidad).

Figura 37

Registros de resistencia de punta (q_c) de puntos de investigación CPTU dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019))



Es importante mencionar que, en el ensayo de piezocono CPTu-1 se tienen altos valores de resistencia de punta que alcanzan hasta 20 MPa, en el tramo inicial desde la superficie del terreno hasta alrededor de los 7 m de profundidad (1927.50 msnm), estos valores se corresponden con materiales de relleno como mejoramiento del suelo. Similar caso ocurre con los valores de resistencia de punta en el tramo inicial de superficie hasta alrededor de 1 m de profundidad en los ensayos CPTu-3 y CPTu-4, que corresponden a valores de materiales de mejoramiento vial.

Al efectuar un análisis de dispersión de los valores de resistencia de punta de todos los ensayos de piezocono CPTu (Figura 38), exceptuando aquellos valores que corresponden a materiales de relleno o mejoramiento del suelo, se obtuvo una distribución o concentración

predominante con el 83.92% de resistencia de punta entre 1 y 5 MPa que corresponden a suelos residuales de resistencia blanda.

Por otra parte, con muy baja concentración, se identifican suelos residuales de:

- Resistencia de punta menor a 1 MPa correspondiente a suelos muy blandos con una concentración del 7.40%

- Resistencia de punta entre 5 y 10 MPa correspondiente a suelos medianamente firmes con una concentración del 7.07% y,

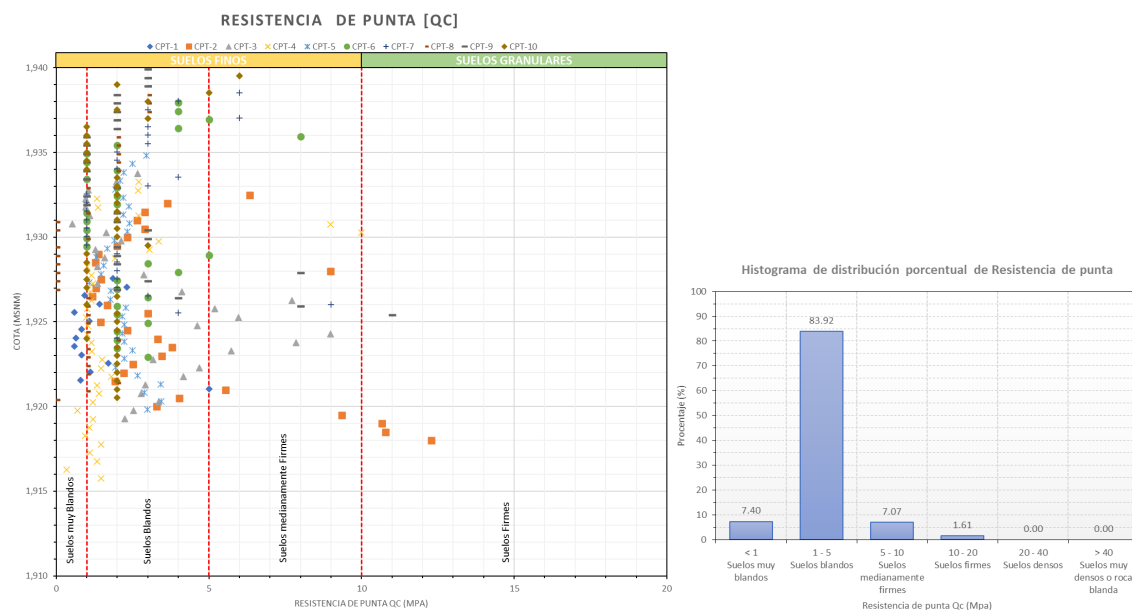
- Resistencia de punta entre 10 y 20 MPa correspondiente a suelos firmes con una concentración del 1.61%

Resumiendo, puede enfatizarse que, con base en los valores de resistencia de punta, los suelos residuales de consistencia blanda corresponden al 91.32%; en tanto que, los suelos residuales de estado o consistencia firme comprenden apenas el 1.61% y el restante 7.07% son suelos residuales de consistencia intermedia o moderada.

Así mismo, de acuerdo con clasificaciones típicas de suelos, según sus propiedades y características geotécnicas, y asociando con los valores de resistencia de punta, en términos generales como frontera entre suelos finos y suelos granulares, se estima un valor de 10 MPa; de esta forma, se tiene un 98.39% de suelos finos y el 1.61% de suelos granulares (Figura 38).

Figura 38

Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de resistencia de punta de suelos residuales



4.2.2. Resistencia por fuste (f_s)

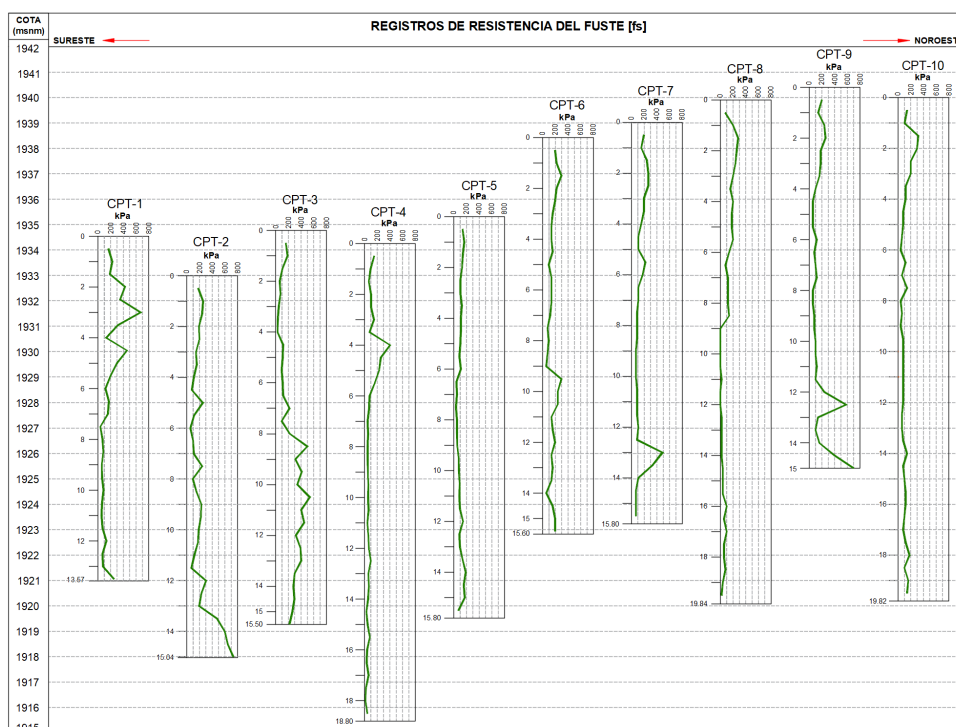
Los registros de la resistencia por fuste (f_s) presentan cierta variabilidad, exponiendo curvas más irregulares en comparación con las curvas de resistencia de punta, que en algunos casos, éstas se presentan en picos y valles, escalonadas simples y algunas con cierta constancia o uniformidad.

Esta variabilidad en las curvas de registro señala una heterogeneidad en ciertas propiedades geotécnicas de los suelos residuales a lo largo de la sección investigada sureste a noroeste, con valores de resistencia del fuste que oscilan ampliamente entre menos de 10 kPa hasta alrededor de 750 kPa (Figura 39).

Al igual que las curvas de resistencia de punta en los ensayos de piezocono CPTu-2 y CPTu-9, las curvas de resistencia por fuste muestran una tendencia de aumento en profundidad de hasta alrededor de los 700 kPa, a partir de la cota 1921.50 msnm (11.50 m de profundidad) en el CPTu-2 y a partir de la cota 1926.50 msnm (14.0 m de profundidad) en el CPTu-9, este último con un incremento previo a los 12.50 m que decrece rápidamente formando un pico pronunciado en la curva.

Figura 39

Registros de resistencia por fuste (f_s) de puntos de investigación CPTu dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019))



En los ensayos de piezocono CPTu-3 y CPTu-6 también se observa un incremento de la resistencia del fuste en profundidad formando en el caso del CPTu-3 una curva de picos y valles poco pronunciados con valores entre 200 y 500 kPa a partir de la cota 1926.75 msnm (8.0 m de profundidad); mientras en el CPTu-6 forma una curva escalonada con un solo salto a partir de la cota 1929.50 msnm (9.0 m de profundidad) pasando de valores de 100 kPa hasta 300 kPa.

Por otra parte, en los ensayos CPTu-4, CPTu-5 y CPTu-10, las curvas de resistencia por fuste se exponen bastante uniformes con valores inferiores a 100 kPa; no obstante, en CPTu-4 muy puntualmente se observa un pico de incremento de hasta 400 kPa a 4.0 m de profundidad (cota 1930.30 msnm). Mientras, las curvas de los ensayos CPTu-5 y CPTu-10 son muy homogéneas con ligeras variaciones entre 100 y 200 kPa en CPTu-5 y ligera tendencia de decrecimiento en CPTu-10 a partir de la cota 1938.50 msnm (1.50 m de profundidad), pasando de 300 kPa a 100 kPa.

Para los ensayos CPTu-7 y CPTu-8, las curvas muestran una tendencia de decrecimiento de la resistencia por fuste, pasando de 300 kPa a menos de 100 kPa, en el caso del CPTu-7 el contraste se marca desde la cota 1932.50 msnm (6.50 m de profundidad) y en el caso del CPTu-8 el contraste se marca desde la cota 1931.00 msnm (9.0 m de profundidad). Igualmente, en CPTu-7 aisladamente se observa un pico de hasta 500 kPa en la cota 1926.00 msnm (13.00 m de profundidad).

Es importante indicar que, en el ensayo de piezocono CPTu-1 con altos valores de resistencia por fuste que alcanzan hasta 700 kPa, en el tramo inicial desde superficie hasta alrededor de los 5.50 m de profundidad (cota 1929.00 msnm), estos valores se corresponden con materiales de relleno como mejoramiento del suelo.

La distribución de los valores de resistencia por fuste de la Figura 40 refleja tres concentraciones importantes:

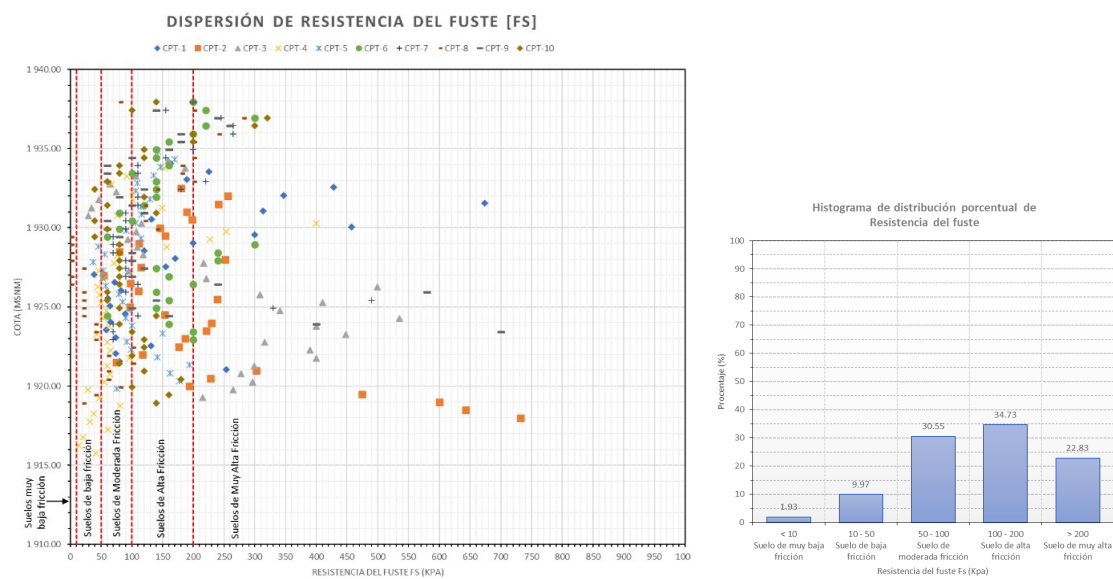
- Con un 30.55% suelos residuales con resistencia por fuste entre 50 y 100 kPa que corresponden a suelos de moderada fricción.
- Con un 34.73% suelos residuales con resistencia por fuste entre 100 y 200 kPa que corresponden a suelos de alta fricción.
- Con un 22.83% suelos residuales con resistencia por fuste mayores a 200 kPa que corresponden a suelos de muy alta fricción.

Mientras tanto, con muy bajas distribuciones de resistencias por fuste, se identifican:

- 9.97% de suelos residuales con resistencia por fuste entre 10 y 50 kPa correspondiente a suelos de baja fricción, y
- 1.93% de suelos residuales con resistencia por fuste menor a 10 kPa correspondiente a suelos de muy baja fricción.

Figura 40

Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de resistencia por fuste de suelos residuales



En resumen, puede destacarse que suelos residuales de bajos grados de resistencia a la fricción (<50 kPa) corresponden al 11.90%; en tanto que, los suelos residuales de altos grados de resistencia a la fricción (>100 kPa) corresponden al 57.56% y el restante 30.55% son suelos residuales de grados moderados de resistencia a la fricción (50 – 100 kPa).

4.2.3. Presión de poros (u_2)

Los registros de presión de poros (u_2) muestran una homogeneidad de sus curvas en la región sureste desde el ensayo CPTu-1 al ensayo CPTu-3 con valores bajos inferiores a 100 kPa, pasando en dirección noroeste a partir del ensayo CPTu-4 hasta el ensayo CPTu-10 a curvas muy irregulares con picos muy pronunciados en ciertos casos, reflejando una gran variabilidad en la presión de poros con valores generalmente elevados por sobre los 100 kPa, a excepción del ensayo CPTu-8 que muestra una curva muy homogénea con bajos valores inferiores a 50 kPa.

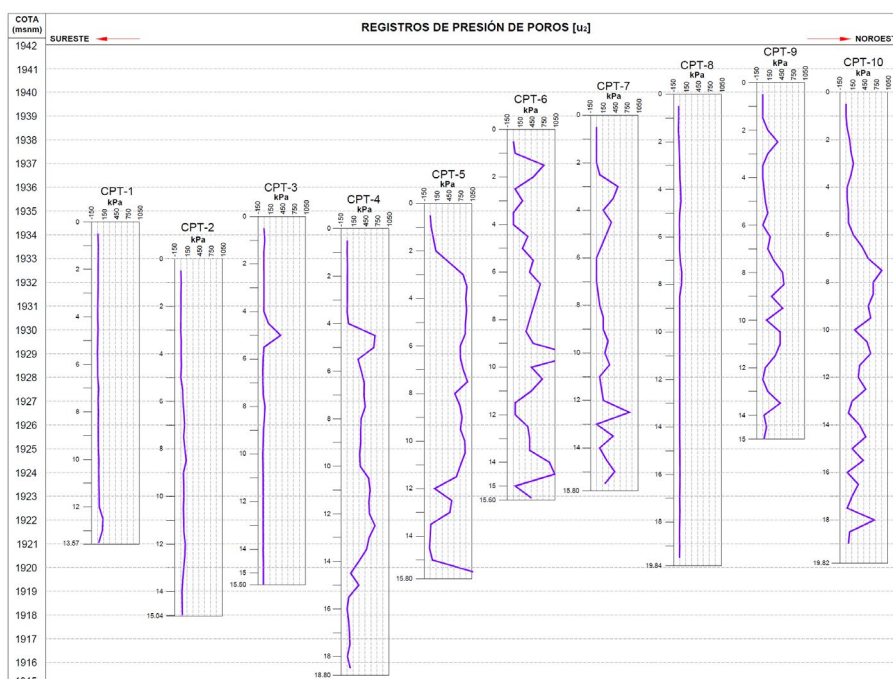
La homogeneidad de las curvas de presión de poros al sureste, reflejan la presencia de un suelo residual muy uniforme en dicho sector en cuanto a su composición litológica y

características geotécnicas, con bajas a nulas presiones de poro que indican suelos residuales parcialmente saturados o secos.

En la Figura 41, se visualiza la tendencia de las curvas de presión de poros en profundidad y su continuidad o variabilidad lateral en dirección sureste - noroeste entre los distintos ensayos CPTu.

Figura 41

Registros de presión de poros (u_2) de puntos de investigación CPTu dispuestos en una tendencia sureste a noroeste (Modificado de (SNGRE, 2019))



Hacia el noroeste, a excepción como se mencionó en el ensayo CPTu-8, las condiciones del suelo residual cambian con presiones de poro muy elevadas y variables, marcando un suelo residual heterogéneo en su composición litológica y en sus características geotécnicas con elevados grados de saturación. Únicamente en los ensayos CPTu-4 y CPTu-5 se observa elevadas presiones de poros, pero con curvas algo homogéneas debido a un suelo residual más uniforme. Estos valores muy elevados de presión de poros señalan además que estos suelos residuales no permiten la rápida disipación de las presiones inducidas al terreno con la penetración del piezocono.

En cuanto al análisis de distribución de los valores de presión de poros obtenidos de todos los ensayos de piezocono CPTu (Figura 42), se define tres concentraciones importantes:

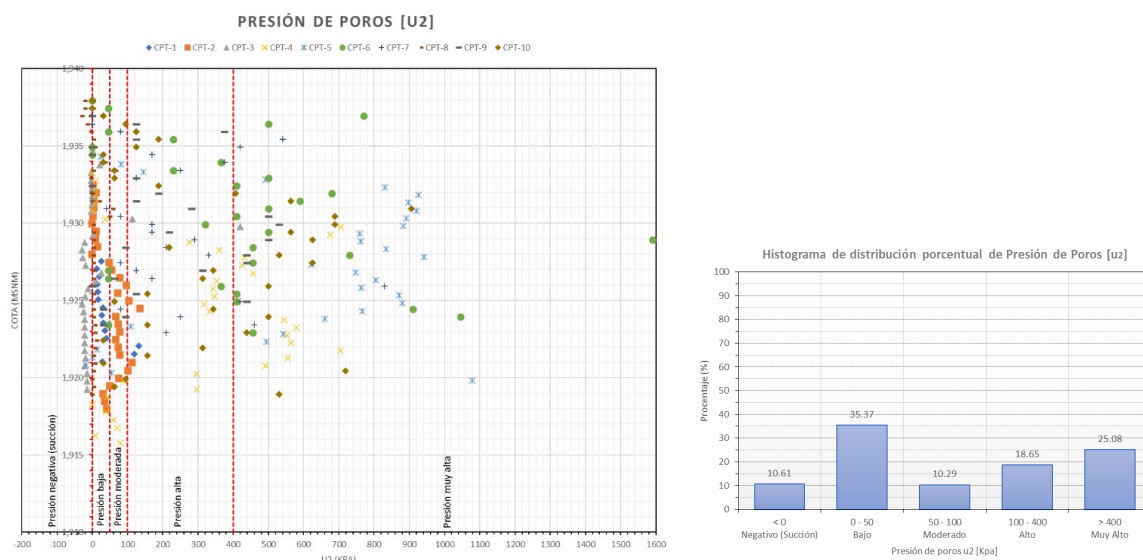
- Con un 35.37%, suelos residuales con baja presión de poro con valores entre 0 y 50 kPa.
- Con el 18.65% suelos residuales con alta presión de poros con valores entre 100 y 400 kPa.
- Con un 25.08%, suelos residuales de muy alta presión de poro con valores superiores a 400 kPa.

Por otra parte, en menores concentraciones de valores de presión de poros se identifican suelos residuales:

- Con el 10.61% de valores de presión de poros inferiores a 0 kPa correspondientes a suelos residuales con efectos de succión, y
- Con el 10.29% de valores de presión de poros entre 50 y 100 kPa correspondientes a suelos residuales de moderada presión de poros.

Figura 42

Análisis de dispersión e histogramas de frecuencia de presión de poros de suelos residuales



Sintetizando, puede destacarse que suelos residuales de bajas presiones de poros o incluso presiones negativas corresponden al 45.98%; en tanto que, los suelos residuales de altas presiones de poros son el 43.73% y el restante 10.29% son suelos residuales de presiones de poros moderadas.

4.3. Resultados e interpretación de ensayos in situ SPT

El ensayo de penetración estándar SPT permite determinar la resistencia del suelo a partir del número de golpes necesarios para hincar un muestreador cilíndrico estándar, a partir de este valor N_{SPT} se determina la compacidad en suelos granulares y consistencia en suelos cohesivos, así mismo se pueden utilizar correlaciones empíricas para estimar resistencia al corte no drenada (S_u), ángulo de fricción interna efectiva (ϕ), densidad relativa, evaluar el riesgo a la licuefacción de suelos y la capacidad portante admisible.

Los valores de N_{SPT} muestran una tendencia de incremento con la profundidad, lo cual es consistente con el aumento de la presión de confinamiento y la densificación natural de los suelos en profundidad. Tomando en cuenta la clasificación granulométrica que determina suelos predominantemente finos asociados a los suelos residuales, se observa en la Figura 43 y Figura 44 que estos suelos presentan valores N_{SPT} muy variables entre 4 y más de 50 golpes, es decir, con grados de consistencia que varían de firmes a muy duros según la clasificación de Terzaghi et al., (1996), no identificándose suelos finos blandos o muy blandos.

En términos generales, hasta los 10 m de profundidad puede evidenciarse que los valores N_{SPT} son bajos oscilando entre los 4 y 15 golpes es decir suelos de consistencia firme a rígida; mientras que entre los 10 y 16 m de profundidad los valores N_{SPT} alcanzan hasta alrededor de los 40 golpes señalando suelos finos de consistencia dura. Finalmente, desde los 16 m de profundidad los valores N_{SPT} superan los 40 e incluso los 50 golpes indicando suelos de consistencia muy dura.

Figura 43
Valores de registro NSPT en profundidad de los suelos residuales

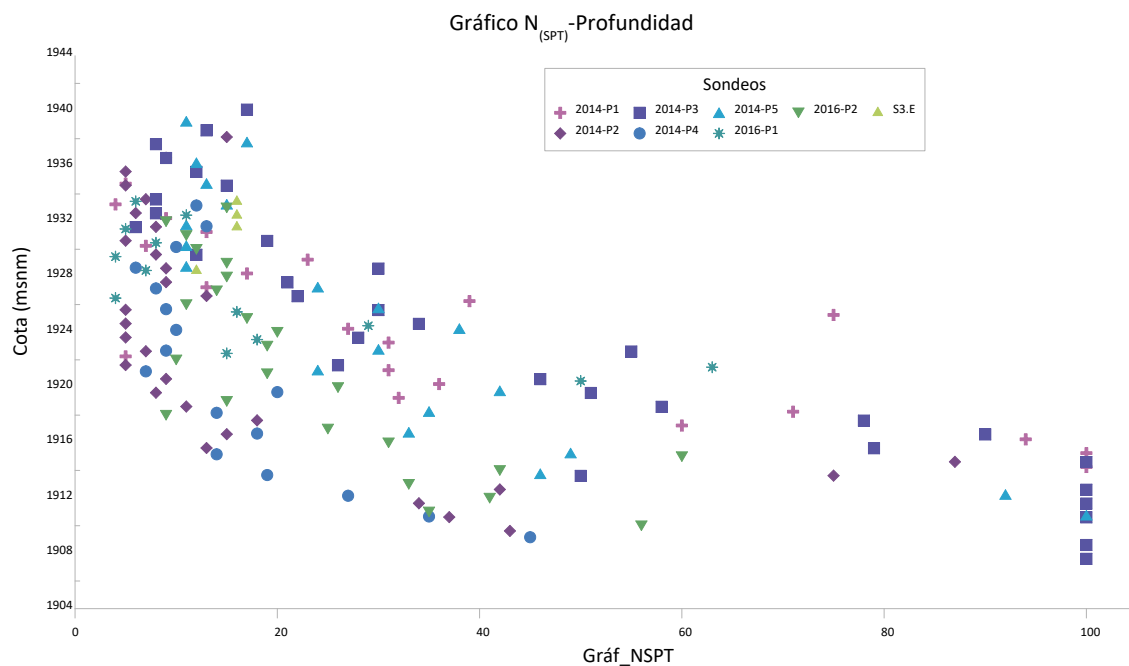
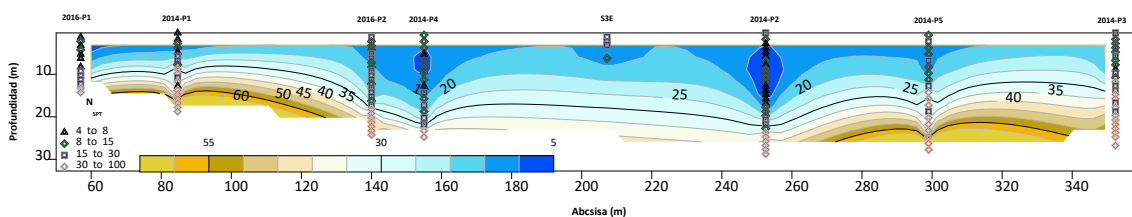


Figura 44
Consistencia de Suelos en función del valor NSPT



No obstante, hay que considerar que ciertos valores NSPT de 100 corresponden a los suelos granulares asociados a la transición con el saprolito como en el caso del sondeo 2014-P1 y sondeo 2014-P3, por lo que en dicho caso conciernen a suelos de compactidad densa a muy densa.

4.4. Estimación de propiedades geotécnicas a partir del ensayo CPTu

Los parámetros geotécnicos se precisaron en función del tipo de suelo residual identificado con base en los resultados de los ensayos de laboratorio y de los ensayos in situ, considerando su origen geológico cuya formación por acción hidrotermal da lugar a parámetros geotécnicos muy heterogéneos asociados al perfil de meteorización del suelo.

4.4.1. Tipo de suelo e Índice de comportamiento (I_c)

La Tabla 15 compila y sintetiza rangos o categorías en los que se han clasificado los parámetros de resistencia de punta (q_c), resistencia al fuste (f_s) y presión de poros (u_2) que se definieron de los análisis de dispersión de la data de estos suelos residuales.

Tabla 15
Síntesis de parámetros medidos de los ensayos de piezocono CPTu

PARÁMETRO	CONTENIDO	VALORES	DEFINICIÓN
q_c	%	MPa	Descripción
	91.32	< 5	Suelos blandos a muy blandos
	7.07	5 - 10	Suelos moderadamente firmes
	1.61	10 - 20	Suelos firmes
f_s	%	kPa	Descripción
	11.90	< 50	Baja a muy baja fricción
	30.55	50 - 100	Moderada fricción
	57.56	> 100	Alta a muy alta fricción
u_2	%	kPa	Descripción
	45.98	0 - 50 / o menos	Baja presión de poros y/o succión
	10.29	50 - 100	Moderada presión de poros
	43.73	> 100	Alta a muy alta presión de poros

En general, con la interpretación de esta síntesis de los parámetros obtenidos de medición de los ensayos CPTu, y sustentados en la Tabla 4 “*Criterios básicos de caracterización estratigráfica con base en los parámetros de medición del ensayo de piezocono CPTu* (Devincenzi & Frank, 2004)”, se puede identificar la presencia predominante de suelos cohesivos tipo limos y/o arcillas, al presentar principalmente valores bajos de resistencia de punta ($q_c < 5$ MPa) y preferentemente valores altos de resistencia al fuste ($f_s > 100$ kPa). En cuanto a la presión de poros (u_2), estos suelos presentan presiones muy variables desde muy bajas hasta muy altas presiones, que por su origen hidrotermal muy probablemente obedecen a diferencias en los grados de alteración química hidrotermal y generación de partículas minerales cementantes que otorgaron al suelo residual contrastes de consolidación.

Para la determinación precisa del tipo de suelo e índice de comportamiento I_c se empleó el software CLiq 3.0 para la obtención del diagrama de Robertson con parámetros normalizados. Para ello, el software calcula la resistencia de punta normalizada (Q_t) y la relación de fricción normalizada (F_r), a partir de la Ecuación 2.12 y Ecuación 2.13 respectivamente, considerando una densidad natural promedio de estos suelos residuales de 1.955 g/cm^3 , resultante de los ensayos de laboratorio a partir de muestras tomadas de perforaciones exploratorias cercanas a los sitios de ensayos CPTu (SNGRE, 2019).

En la Figura 45 se presenta la gráfica Q_t vs F_r de Robertson generada por el software, la misma que señala un suelo predominantemente de Zona 3 correspondiente a un suelo fino de tipo arcilla a arcilla limosa sobreconsolidada, con un índice de comportamiento $I_c = 2.95 - 3.60$.

Con menor distribución se tiene la presencia de dos tipos de suelo igualmente finos:

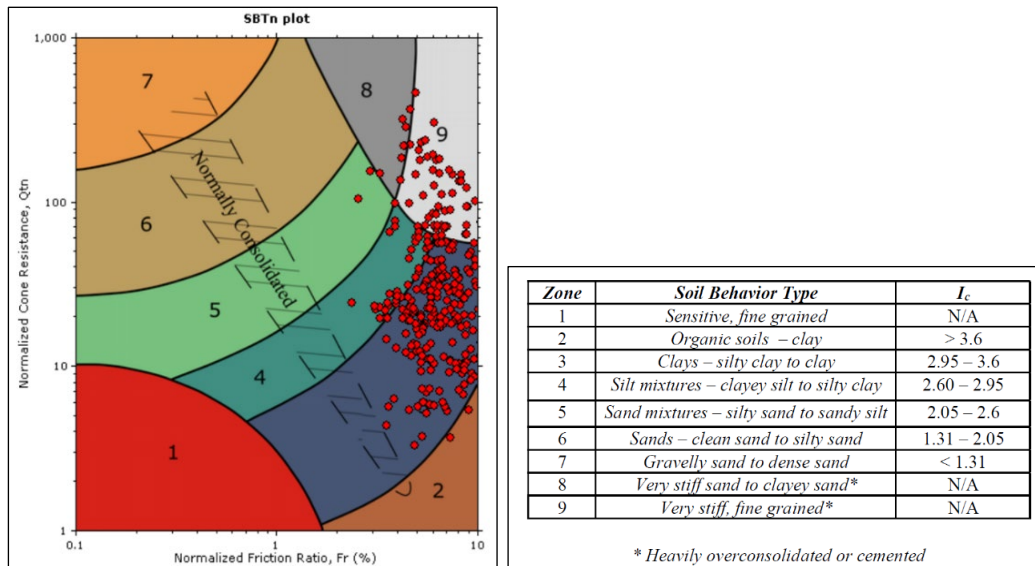
- Zona 4, correspondiente a mezclas de limo: limos arcillosos y arcillas limosas, con un índice de comportamiento $I_c = 2.60 - 2.95$, y
- Zona 9, correspondiente a suelos de grano fino muy rígidos, fuertemente sobreconsolidados o cementados.

Finalmente, de manera muy eventual se puede observar otros tres tipos de suelos:

- Zona 2, correspondiente a suelos orgánicos – arcillosos, con un índice de comportamiento $I_c > 3.60$.
- Zona 5, correspondiente a mezclas de arenas: arenas limosas a limos arenosos, con un índice de comportamiento $I_c = 2.05 - 2.60$.
- Zona 8, correspondiente a arenas muy rígidas a arenas arcillosas, fuertemente sobreconsolidados o cementados

Figura 45

Análisis del tipo y comportamiento de los suelos residuales de origen hidrotermal (Soil Behavior Type - SBTn)



De esta forma, el Diagrama de Robertson que señala una prevalencia de suelo residual arcilloso a arcillo limoso (Zona 3), es altamente consistente con los análisis granulométricos de clasificación SUCS que señalan claro dominio de suelos residuales cohesivos arcillosos de alta compresibilidad (Tipo CH) y limosos de alta compresibilidad (Tipo MH).

Igualmente, resulta muy consistente la presencia muy puntual o escasa de suelos granulares, generalmente identificados en profundidad.

4.4.2. Resistencia al corte no drenada (S_u)

A partir de los resultados de ensayos CPTu, la resistencia al corte no drenada (S_u) está dada generalmente por la expresión matemática de (Robertson & Cabal, 2022) (Ecuación 2.26):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (2.26)$$

Donde:

q_t es la resistencia de punta corregida

σ_v es el esfuerzo efectivo total

N_{kt} varía de 10 a 18

Para este caso de suelos residuales de origen hidrotermal y con un índice de comportamiento de Robertson SBT que señala primordialmente a éstos como suelos arcillosos y/o limosos de Tipo 3 y Tipo 4, se utilizó una constante N_{kt} igual a 14.

Por otra parte, la resistencia total de punta corregida (q_t) se determinó por la expresión de la Ecuación 2.8 (Devincenzi & Frank, 2004), para la cual se empleó un factor de área neta del cono de 0.8, definido por curvas de calibración para el cono estándar empleado en el equipo CPT Pagani de 10 cm² de sección base proyectada.

De esta forma, la resistencia al corte no drenada (S_u) de estos suelos residuales de origen hidrotermal, presenta un amplio rango de dispersión como muestra el resumen estadístico de la Tabla 16, donde la desviación estándar de 122.24 kPa indica una variabilidad significativamente alta entorno a la media con un coeficiente de variación del 0.77; sin embargo, resulta común esta dispersión dada la heterogeneidad general de suelos residuales y más aún con un origen hidrotermal que altera la roca madre (roca de caja) de manera sumamente anómala e irregular dada la concentración o dispersión indistinta de fluidos hidrotermales y las composiciones químicas de los mismos.

Tabla 16

Resumen estadístico de valores de resistencia al corte no drenada (S_u) obtenidos de los ensayos CPTu

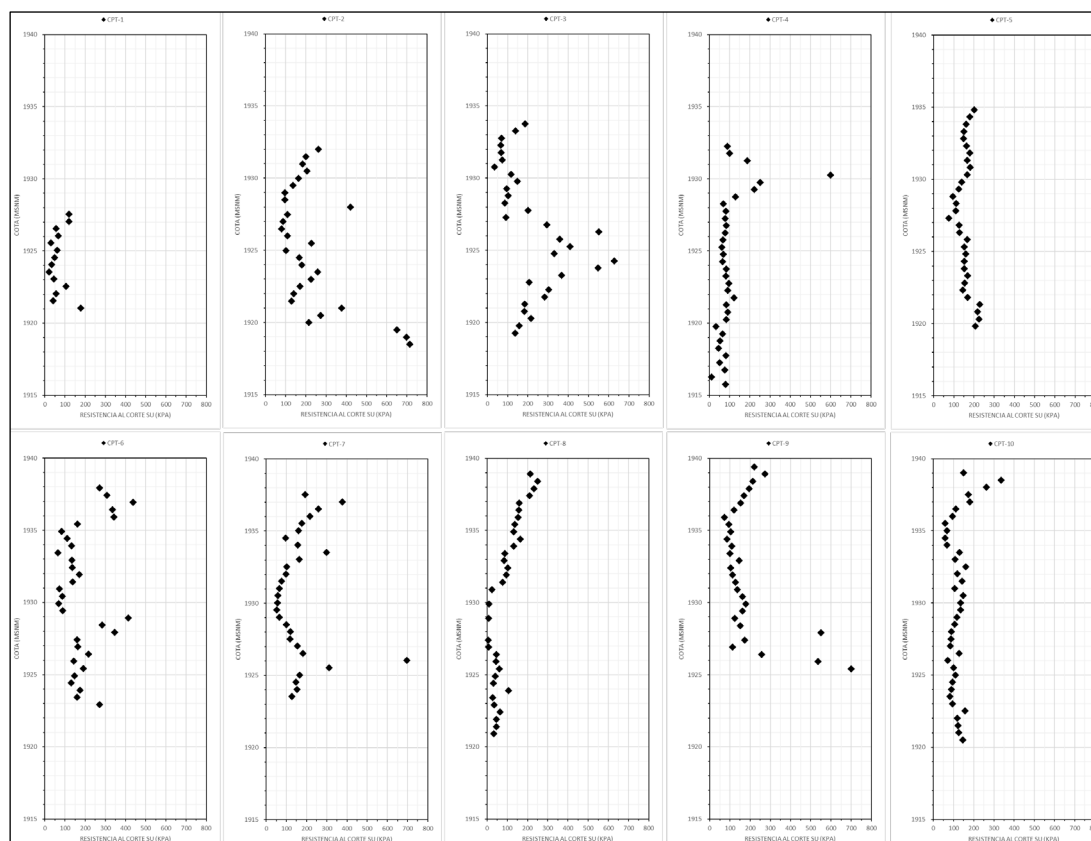
Ensayo	Mínimo	Mediana	Promedio	Media	Máximo	Desviación estándar
	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
CPTu	6.0	131.0	158.31	158.44	715.0	122.24

Esta alta variabilidad del comportamiento de la resistencia al corte no drenada (S_u) puede puntualizarse principalmente en los sitios de investigación CPTu-2, CPTu-3, CPTu-6 y CPTu-7, a lo largo de toda la profundidad investigada en cada sitio, en los cuales no se observan tendencias o patrones de sus curvas y por el contrario se presentan curvas bastante irregulares con gran variabilidad como puede visualizarse en la Figura 46 donde se muestra cambios bruscos.

Puntualmente, a profundidades muy específicas en los sitios de investigación CPTu-4 y CPTu-9, se puede observar cambios bruscos en sus curvas de resistencia al corte no drenada (S_u), así entre las cotas 1932.0 msnm (2 m de profundidad) y 1928.0 msnm (6 m de profundidad) del sitio CPTu-4 y entre las cotas 1928.0 msnm (12 m de profundidad) y 1925.0 msnm (15 m de profundidad) del sitio de investigación CPTu-9 (Figura 46).

Mientras que, los sitios de investigación sin mayor variabilidad, mucho más uniformes en sus valores de resistencia al corte no drenada (S_u) corresponden a CPTu-1 y CPTu-5; y en los sitios de investigación CPTu-8 y CPTu-10, se muestra una cierta tendencia de disminución en profundidad (Figura 46).

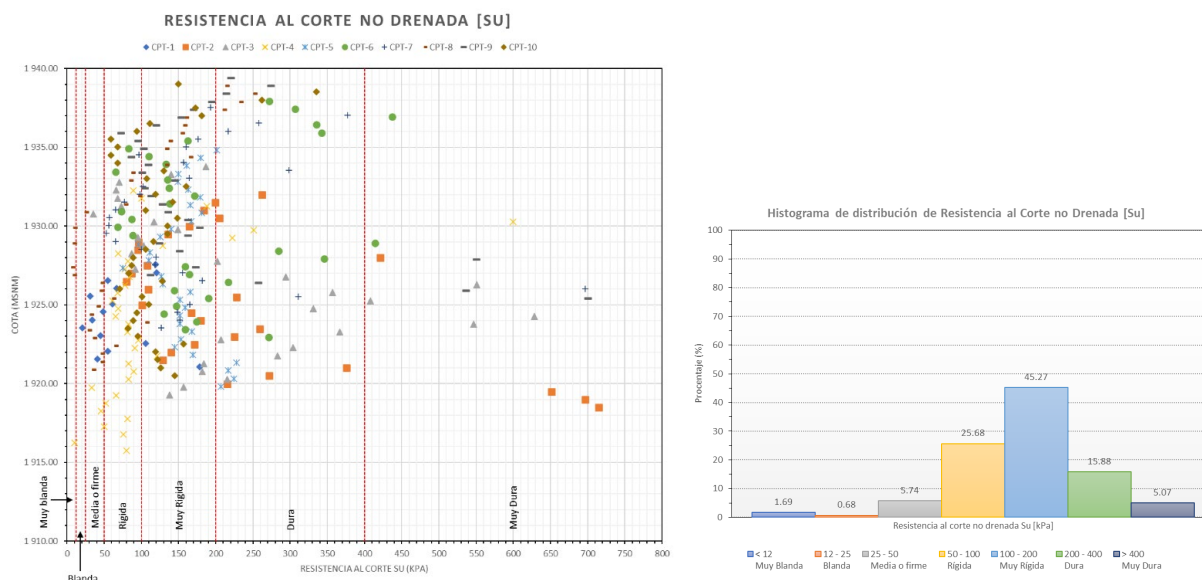
Figura 46
Variabilidad del comportamiento de la resistencia al corte no drenada (S_u) en los sitios de investigación CPTu (Modificado de (SNGRE, 2019))



De acuerdo con la clasificación de (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996), en la Figura 47 se expone la concentración o distribución de la resistencia al corte no drenada (S_u) de todos los sitios de investigación CPTu, precisando que:

- Las concentraciones más altas sitúan a estos suelos residuales de origen hidrotermal como suelos muy rígidos con el 45.27% (100 – 200 kPa), suelos rígidos con el 25.68% (50 – 100 kPa) y suelos duros con el 15.88% (200 – 400 kPa).
- En tanto las concentraciones más bajas sitúan a estos suelos como suelos de consistencia media o firme con el 5.74% (25 – 50 kPa), suelos de consistencia muy dura con el 5.07% (> 400 kPa), suelos de consistencia muy blanda con el 1.69% (<12 kPa) y suelos de consistencia blanda con el 0.68% (12 – 25 kPa).

Figura 47
Variabilidad y distribución de resistencia al corte no drenada (S_u)



4.4.3. Tasa de sobreconsolidación (OCR)

Por la génesis geológica de los suelos residuales, formados a partir de la alteración química y mineralógica de la roca de caja (Tobas ácidas de la Unidad Ahuaca Mah) con la interacción de fluidos hidrotermales a altas temperaturas, que produce cambios en las propiedades físicas y con ello cambios en las propiedades geotécnicas e ingenieriles de estos materiales, pueden presentarse dos casos:

- Incremento del OCR si existe cementación y/o recristalización o
- Disminución del OCR si existe disolución de minerales o alteración térmica intensa.

El predominio de suelos residuales de altos grados de resistencia al corte no drenada (S_u) que alcanzan el 91.90% entre suelos rígidos, muy rígidos, duros y muy duros, implica la presencia de suelos con una historia de sobreconsolidación alta, la misma que se reafirma con la determinación empírica de la tasa de sobreconsolidación (OCR) a través de la Ecuación 2.22 (Robertson, 2009) que relaciona el OCR con la resistencia normalizada de punta (Q_t) y que aplica muy bien para el caso de arcillas sobreconsolidadas con estructuras de cementación desarrolladas a causa del proceso de hidrotermalismo ocurrido en la zona de estudio.

$$OCR = 0.25 * (Q_t)^{1.25} \quad (2.22)$$

Para ello, se calculó la resistencia normalizada de punta (Q_t) mediante la Ecuación 2.12, determinando los esfuerzos totales y efectivos del suelo a lo largo de la profundidad estudiada en cada sitio de investigación CPTu, utilizando para ello una densidad natural promedio de estos suelos residuales de 1.955 g/cm³, resultante de los ensayos de laboratorio a partir de muestras tomadas de perforaciones exploratorias cercanas a los sitios de ensayos CPTu (SNGRE, 2019).

En la Figura 48 y la Figura 49, se exponen las curvas y concentraciones de la tasa de sobreconsolidación (OCR) obtenidos en cada sitio de investigación CPTu, observándose su comportamiento y concentraciones.

La Figura 49 muestra la presencia importante de suelos sobreconsolidados en todos los sitios de investigación CPTu a excepción de tres sitios de investigación CPTu donde existe la presencia tanto de suelos sobreconsolidados como suelos normalmente consolidados:

1. Sitio de investigación CPTu-1 donde se tienen por lo general suelos normalmente consolidados ($OCR \approx 1$) en especial entre los 8 y 13 m de profundidad es decir entre las cotas 1926.50 y 1921.50 msnm respectivamente.

2. Sitio de investigación CPTu-4 se tiene la presencia de suelos normalmente consolidados en el tramo final específicamente entre los 14 m (1920 msnm) y los 18.50 m

(1915.50 msnm) de profundidad, mostrando una tendencia de curva decreciente en profundidad.

3. Finalmente, en el sitio de investigación CPTu-8 los suelos normalmente consolidados están presentes desde los 9 m de profundidad (1931 msnm) hasta el final del tramo investigado de 19 m de profundidad (1921 msnm), exhibiendo al igual que el sitio CPTu-4 una curva de tendencia decreciente en profundidad.

Es importante señalar de acuerdo con la Figura 48 que, aunque en general estos suelos residuales corresponden a suelos sobreconsolidados ($OCR > 1$), éstos exponen una tendencia de decrecimiento en sus curvas de comportamiento con la profundidad en casi todos los sitios investigados a excepción de los sitios de ensayos CPT-2 y CPT-9. Esto sugiere que probablemente a mayor profundidad pueda identificarse la presencia de suelos residuales normalmente consolidados.

Por otra parte, en la Figura 49 se observa la concentración o dominio de estos suelos residuales sobreconsolidados con un 91.01 % por sobre el 8.99% correspondiente a suelos residuales normalmente consolidados. Discretizando estos suelos residuales sobreconsolidados se tiene el 50.36% son de tipo ligeramente sobreconsolidados ($OCR = 1-4$), el 25.54% corresponden a suelos moderadamente sobreconsolidados ($OCR = 4 - 10$) y el 15.11% comprenden suelos altamente sobreconsolidados ($OCR > 10$).

Pese a tener suelos comúnmente de tipo sobreconsolidados, estadísticamente los valores de tasa de sobreconsolidación (OCR) de estos suelos residuales de origen hidrotermal, muestran una elevada dispersión con un coeficiente de variación del 0.91; señalando procesos de hidrotermalismo muy diferenciado en la roca encajante, formando muy posiblemente cementos minerales de distinta naturaleza que otorga a estos suelos residuales grados de sobreconsolidación muy amplios. En la Tabla 17 se presenta el resumen estadístico de análisis de los valores de la tasa de sobreconsolidación.

Figura 48
 Variabilidad del comportamiento del OCR en los sitios de investigación CPTu (Modificado de SNGRE (2019))

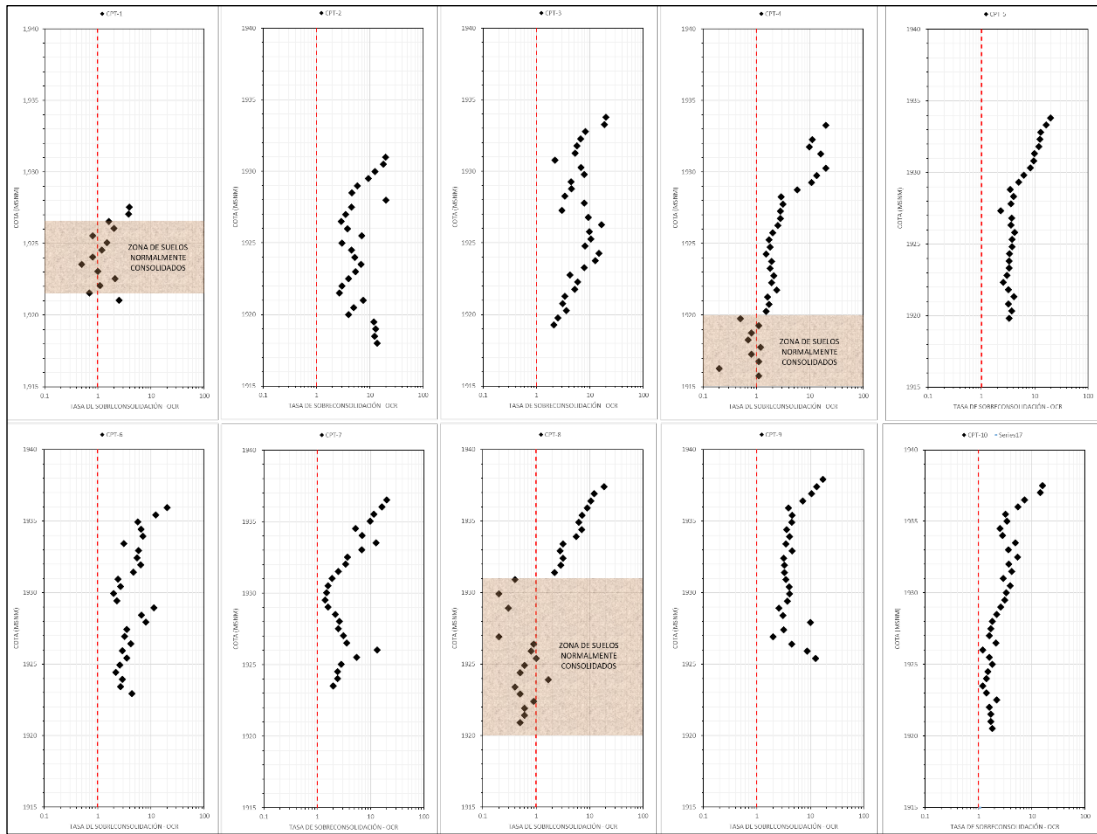


Figura 49
 Variabilidad y distribución de la tasa de sobreconsolidación (OCR)

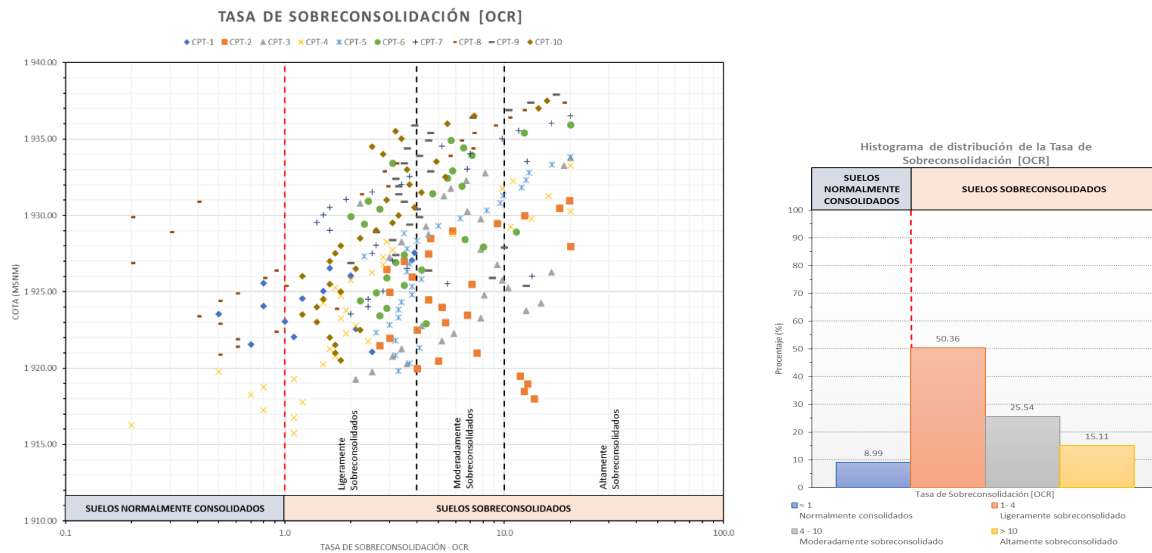


Tabla 17

Resumen estadístico de valores de tasa de sobreconsolidación (OCR) obtenidos de los ensayos CPTu

Ensayo	Mínimo	Mediana	Promedio	Media	Máximo	Desviación estándar
CPTu	0.20	3.50	5.33	3.60	> 20	4.87

4.4.4. Velocidad de onda de corte (V_s)

La determinación empírica de la velocidad de onda de corte (V_s) se realizó correlacionando directamente con los ensayos CPTu, a través de la resistencia por fuste (f_s) mediante la expresión matemática de (Mayne, 2007) (Ecuación 2.34):

$$V_s = 118.80 * \log f_s + 18.50 \quad (2.34)$$

Esta formulación empírica aplica principalmente para suelos cohesivos, como es el caso del presente estudio según señala el índice de comportamiento de Robertson SBT y los testigos de las perforaciones exploratorias.

Evaluando la variabilidad estadística de los valores de velocidad de corte (V_s) de estos suelos residuales cohesivos de origen hidrotermal, se aprecia una dispersión baja de los datos como marca el coeficiente de variación de 0.14 con una desviación estándar de 36 m/s y una media de 258 m/s. Ello señala una importante concentración de los datos alrededor de la media y con ello una homogeneidad de estos suelos residuales en tanto a su rigidez, así como a su densidad y estado de confinamiento.

En la Tabla 18 se presenta un resumen estadístico del análisis de los valores de la velocidad de onda de corte de estos suelos residuales.

Tabla 18

Resumen estadístico de valores de velocidad de corte (V_s) obtenidos de los ensayos CPTu

Ensayo	Mínimo	Mediana	Promedio	Media	Máximo	Desviación estándar
	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
CPTu	154	261	263	258	359	36

La Figura 50 visualiza este comportamiento uniforme de la velocidad de onda de corte en cada uno de los sitios investigados CPTu, no evidenciando ninguna tendencia en sus curvas, con excepción de CPTu-2 y CPTu-9, que muestran una tenue tendencia de incremento con la profundidad, a partir de la cota 1920.0 msnm (13.0 m de profundidad) en el caso de CPTu-2 y a partir de la cota 1927.0 msnm (13.50 m de profundidad) en el caso de CPTu-9.

Tomando en cuenta los tipos de perfiles de suelo señalados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 (MIDUVI, 2015), las velocidades de corte obtenidas para estos suelos residuales, clasificarían a éstos como un Perfil de Suelo Tipo D como se observa en la Figura 51, que expone la data prácticamente concentrada en suelos Tipo D con el 97.38%, y con apenas el 2.62% suelos Tipo E, específicamente en tramos muy puntuales de los sitios de investigación CPTu-4 y CPTu-8.

Figura 50
Variabilidad del comportamiento de la velocidad de corte en los sitios de investigación CPTu (Modificado de (SNGRE, 2019))

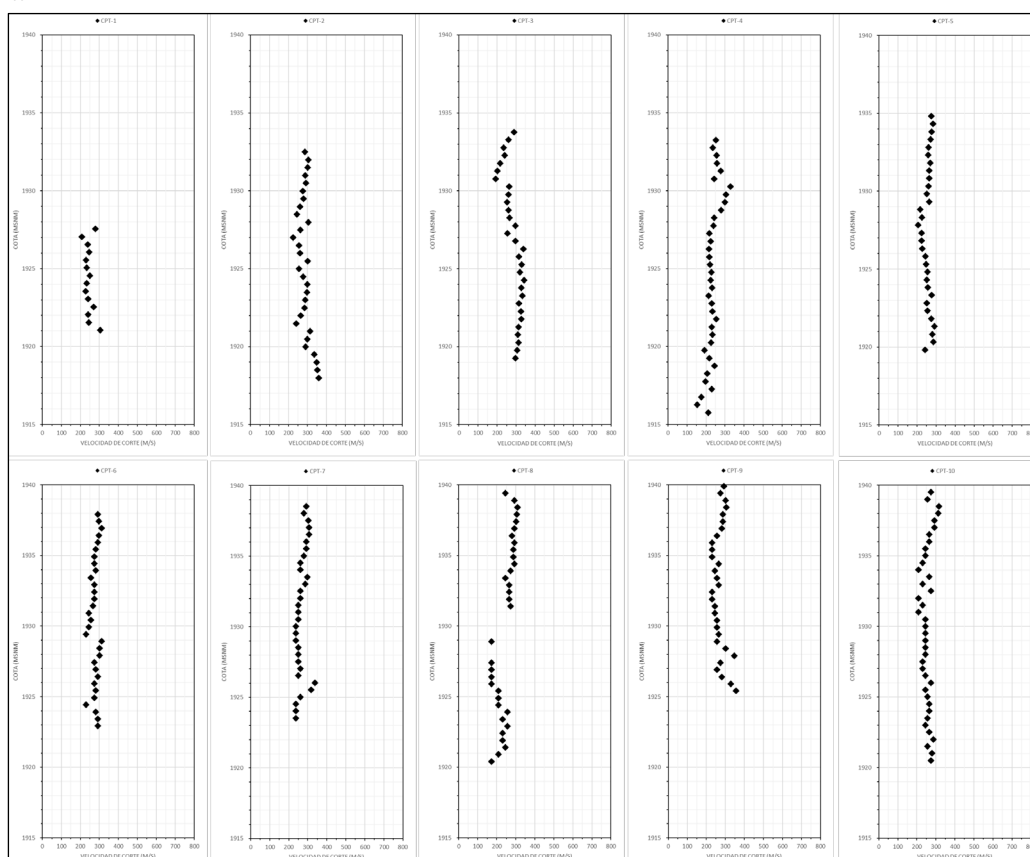
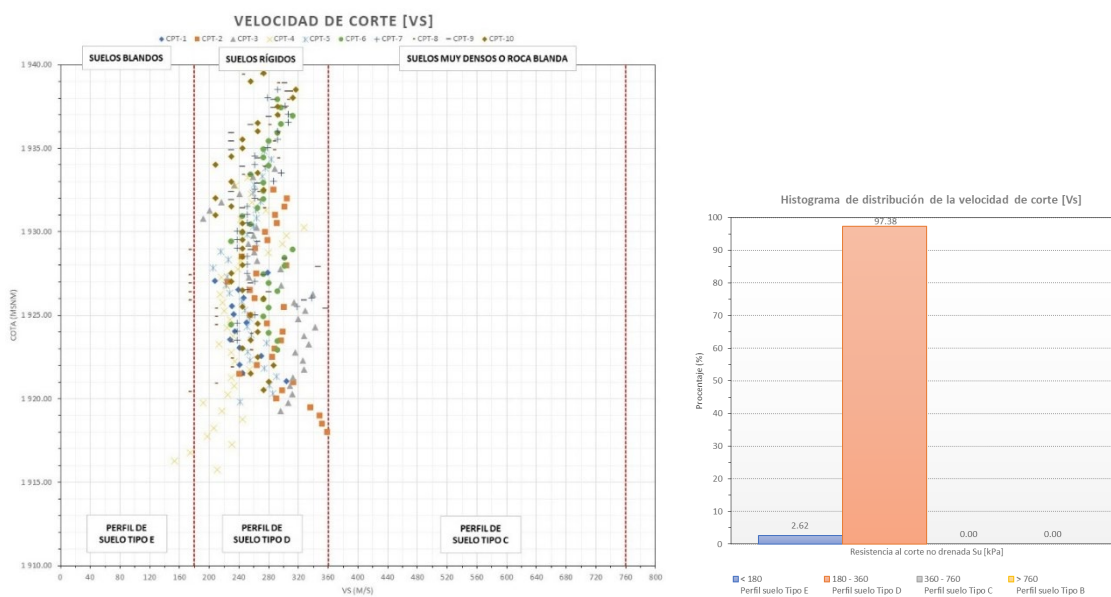


Figura 51
Variabilidad y distribución de la velocidad de onda de corte (V_s)



4.5. Estimación de propiedades geotécnicas a partir del ensayo SPT (S_u)

La resistencia al corte no drenada (S_u) a partir de los resultados de ensayos SPT, está dada generalmente por la expresión matemática de Skempton (1957) y Terzaghi & Peck (1967) (Ecuación 2.56):

$$S_u = k \cdot N_{60} \text{ (kPa)} \quad (2.56)$$

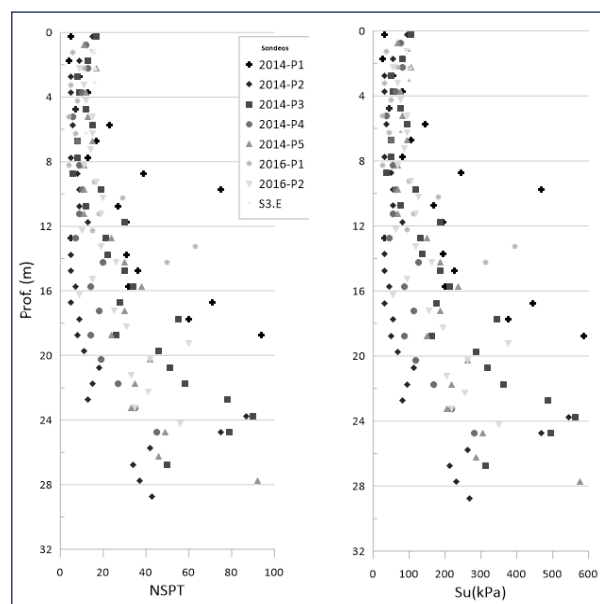
Con:

N_{60} es el número de golpes SPT corregido al 60% de máxima energía

k es el coeficiente empírico que depende del tipo de arcilla

Para este estudio, se empleó un coeficiente K de 6.70 obteniéndose los resultados indicados en la Figura 52, observándose que se tiene una concentración uniforme de valores de hasta alrededor de los 100 kPa entre los 0 y 8 m de profundidad; mientras que entre 8 y 16 m de profundidad la resistencia al corte no drenada tiende a aumentar progresivamente hasta los 250 kPa, y finalmente a partir de los 16 m de profundidad la tendencia de incremento llega hasta los 600 kPa.

Figura 52
Correlación en profundidad de (S_u) con el valor N de los ensayos SPT



Existe una variabilidad significativa entre los valores estimados a partir del ensayo de penetración estándar NSPT y los obtenidos mediante el ensayo de penetración cónica CPTu, mostrando una tendencia clara de incremento en profundidad respecto a la resistencia al corte no drenada derivada de los ensayos SPT; en tanto que, a partir de los ensayos CPTu la resistencia al corte no drenada no muestra un tendencia clara pero sí se evidencia una concentración importante a lo largo de toda la profundidad de entre los 50 y 200 kPa.

La posibilidad de establecer correlaciones confiables ($R^2 > 0.7$) entre estos resultados se ve limitada por diversos factores asociados a la ejecución de estos, en particular se infiere que los valores NSPT al ser un ensayo mecánico, presenta mayor dispersión en los valores obtenidos, lo cual afecta la consistencia y precisión de los resultados Figura 53 y Figura 54. Los ensayos SPT y CPTu seleccionados para el análisis de correlación, se tomaron considerando su proximidad espacial entre ellos, con el fin de minimizar las diferencias geotécnicas y poder establecer una comparación representativa entre ambos métodos de investigación.

Figura 53
Valores de N_{60} de los ensayos SPT y CPT, distribución de los valores en profundidad

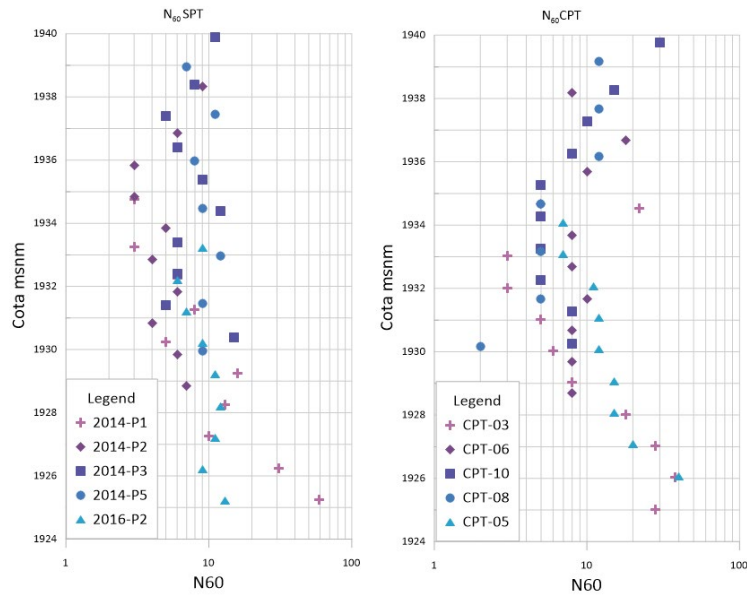
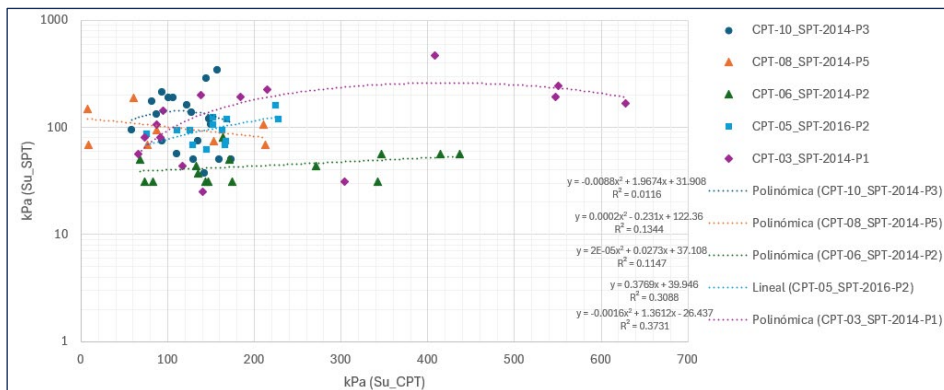


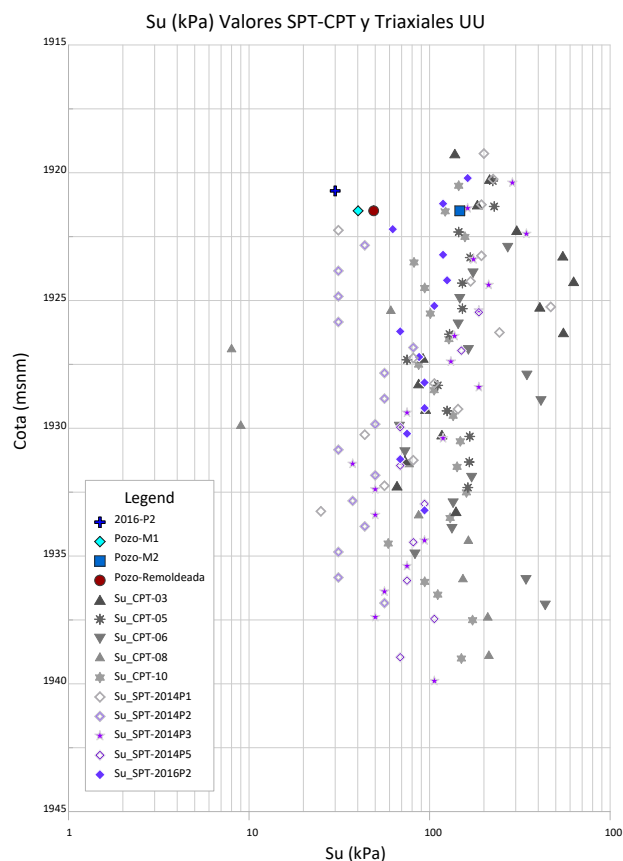
Figura 54
Correlación de (S_u) a partir de resultados de ensayos SPT y CPTu, valores con $R^2 < 0.4$



En la Figura 55 se intenta contrastar los datos de resistencia al corte no drenada obtenidos a partir de los ensayos SPT y CPTu con los datos de ensayos de laboratorio triaxiales UU; sin embargo, la insuficiente cantidad de ensayos de laboratorio y la toma de muestras en profundidades someras no permite un contraste adecuado a lo largo de toda la profundidad.

Figura 55

Correlación de resistencia al corte no drenado S_u a partir de resultados de ensayos SPT y CPTu, valores con $R^2 < 0.4$



De igual manera, para estos suelos cohesivos se utilizó la estimación de la resistencia a la corte no drenada en función del índice de plasticidad, para la estimación de S_u Stroud and Butler (1975), sugiere que se puede usar la siguiente expresión tomando en cuenta los índices de plasticidad en arcillas insensitivas sobreconsolidadas:

$$S_u = kN_{60} \text{ (para arcillas insensitivas sobreconsolidadas)} \quad (2.56)$$

Donde $k=4.5$ kPa para $PI > 30$; $k=4-6$ kPa para $PI=30 \sim 15$

Las arcillas insensitivas son arcillas que no muestran una pérdida significativa de resistencia al ser remoldeadas, esta propiedad se evalúa mediante el índice de sensibilidad (S_t). Para determinar la sensibilidad de una arcilla se obtiene la resistencia al corte no drenado de una muestra inalterada, después de esto se remoldea la muestra manteniendo el mismo contenido de humedad y peso unitario, se determina nuevamente su resistencia al corte. Finalmente, la arcilla se clasifica utilizando la Tabla 19 (Bodó & Jones, 2013).

Tabla 19
Clasificación de Sensibilidad de un suelo arcilloso. (Bodó & Jones, 2013)

Sensitivity (st)	Classification
1	Insensitive
1–2	Low sensitivity
2–4	Medium sensitivity
4–8	Sensitive
8–16	Extra sensitive

4.6. Capacidad portante última estimada a partir de ensayos SPT y CPTu

Para definir los valores de capacidad portante última del suelo derivado de los resultados de los ensayos in situ se procede de dos formas; utilizando de los valores de SPT sus valores corregidos N_{60} y las respectivas estimaciones de la resistencia al corte no drenado (S_u), varios autores limitan el uso del N_{60} para obtener la capacidad de portante en suelos cohesivos, entre ellos (Baban, 2016), sugieren que los valores de las correlaciones (S_u , C_u , q_u , etc.) para suelos cohesivos son aproximaciones y deben ser usados como guía.

De la Tabla 21 a la Tabla 25 se presentan los valores obtenidos para capacidad portante última (q_{ult}) en los sondeos (SPT y CPTu) en diferentes ubicaciones a lo largo del perfil geotécnico en dirección (N-S), se procede a partir de una selección y filtrado de sondeos en función distribución espacial y calidad de la información recopilada para garantizar la representatividad de los resultados obtenidos. Para la capacidad portante última de los ensayos SPT se utiliza dos correlaciones empíricas para estimar S_u de los autores (Stroud y Sowers), y en los resultados del CPTu se trabaja con las soluciones analíticas propuestas en (Robertson & Cabal, 2022).

Para aplicar la solución analítica propuesta por Stroud para la resistencia a la corte no drenada (S_u) se selecciona los sondeos que tienen valores de índice de plasticidad, Índice de Sensibilidad, mientras que para los ensayos SPT que no presentan valores de IP se aplica la relación empírica propuesta por Sowers (1979) y para los resultados del ensayo CPT se utilizan

los resultados de estos ensayos de acuerdo con lo propuesto por Tand et al. 1986. (Briaud, 2023).

A partir de los resultados obtenidos se ratifica la dispersión observada en los ensayos SPT en este tipo de suelos, lo que puede conducir a la subestimación o sobrevaloración de los parámetros geotécnicos cuando se emplean correlaciones empíricas. Al comparar con los resultados de los ensayos CPTu, se confirma esta tendencia. Asimismo, la ausencia de muestras inalteradas incrementa el riesgo de errores en la definición del tipo de cimentación y en las recomendaciones geotécnicas para la construcción o mejora del terreno como suelo de fundación.

Para finalizar el análisis de los resultados de los ensayos in situ y las correlaciones que pueden ser aplicadas, se realizó una evaluación de las capacidad portante última obtenidas a partir de la ejecución de los ensayos de penetración estándar y los ensayos de penetración de cono, para comparar los valores obtenidos se procedió en el orden de sondeos expuesto en la Tabla 20, para poder definir los pares SPT-CPT se utilizaron los siguientes criterios:

Tabla 20

Sondeos y ensayos CPT que han sido seleccionados para la evaluación de sus parámetros geotécnicos y sus correlaciones entre ellos

Sondeo CPT	Sondeo SPT	Distancia (m)
CPT-10	2014-P3	4.70
CPT-08	2014-P5	2.60
CPT-06	2014-P2	1.42
CPT-05	2016-P2	16.90
CPT-03	2014-P1	10.23

- Proximidad espacial y correspondencia estratigráfica; se seleccionan los sondeos que se encuentren cercanos para minimizar la dispersión por heterogeneidad del subsuelo y se verifica la correspondencia de unidades geotécnicas (litología, densidad, niveles freáticos o valores anómalos de presión de poro, etc.).
- Evaluación de profundidades críticas, la selección de profundidades a partir de criterios básicos para el estudio de cimentaciones superficiales, tal como profundidad de desplante (Df) e intervalo de influencia bajo la cimentación (1.5 a 2.5 ancho de la base),

cambios abruptos de valores de S_u (transiciones abruptas de valores de S_u o N_{SPT}), en los puntos incremento se debe evaluar con los valores cercanos para definir la correspondencia con suelos de capacidad portante adecuada.

- Una vez definidas las profundidades a partir de las cuales se realiza la comparación de los valores obtenidos, y las implicaciones geotécnicas que conlleva la selección de un valor razonable de los diferentes ensayos In situ, a continuación, se muestran profundidades y valores que se han considerado. Se grafican los valores de capacidad portante última (q_{ult} y q_f) obtenidas del ensayo de penetración estándar y piezocono estático. Además, se incluye el registro de presión de poro en el perfil para realizar el análisis en cada sección considerada.

A continuación, se expone las particularidades de los pares de ensayos in situ y los valores derivados de sus respectivas correlaciones empíricas:

4.6.1. Sondeos CPT-10 y 2014-P3

Se evaluaron los valores de q_{ult} a tres distintas profundidades, pudiéndose notar las siguientes características de los valores q_{ult} (S_u Sowers), q_{ult} (S_u Stroud) y q_f (CPT). Los valores obtenidos del ensayo CPTu son mayores a los estimados a partir del ensayo SPT, en profundidad el efecto de confinamiento puede influenciar los valores del SPT y desde la cota 1928 msnm se observa que la curva de q_{ult} (Sowers) tiene valores mayores a los del CPT, los valores de capacidad portante última del SPT tienen una diferencia de valores entre ellas (190~370 kPa).

El registro de presión poro (u_2) evidenció al menos dos niveles con suelos de baja permeabilidad con valores superiores a los 100 kPa en las cotas 1937 y 1932 msnm. Sin embargo, de los resultados de las pruebas de disipación durante la ejecución del ensayo se obtuvieron los valores reales de la presión de agua, al considerar las profundidades anteriores los valores de U_0 se encuentran en un rango de 25~40 kPa en la cota 1937 msnm y 60~100 kPa en la cota 1932 msnm.

De acuerdo con la clasificación SUCS son suelos tipo MH-CH y que presentan Límites Líquidos mayores a 100% e índices de plasticidad mayores a 50%, estas propiedades sugieren

un comportamiento altamente plástico y comprensible, pudiéndose presentar altas deformaciones bajo cargas.

4.6.2. Sondeos CPT-08 y 2014-P5

Los resultados de capacidad portante (q_{ult}) en estos sondeos demuestran la heterogeneidad de los suelos residuales. Los sondeos analizados en este perfil se encuentran ubicados a menos de 30 metros de los sondeos CPT-10-2014-P3. Los valores de q_{ult} estimados del ensayo CPT resultan inferiores a los valores de q_{ult} obtenidos a partir de la correlación S_u (Sowers).

En este perfil geotécnico, los registros de presión de poro u_2 se encuentran en el rango de 4 kPa a 54 kPa entre las cotas 1936 a 1931 msnm, al menos dos niveles quedaron registrados durante los ensayos in situ, en el tramo inicial se presentaron valores negativos de hasta -40 kPa. Los valores de presión de poro están relacionados con los tipos de suelo presentes, definiendo niveles o intercalaciones de suelos finos con bajas permeabilidades asociado a altos valores de presiones de poro u_2 generados durante la ejecución del ensayo y los valores negativos indican suelos parcialmente saturados o por encima del nivel piezométrico que podrían asociarse a capilaridad del suelo.

La divergencia de los valores de q_{ult} obtenidos del CPT y S_u (Sowers) entre la cota 1935 a 1932 msnm, evidencia la dispersión de los valores estimados a partir de correlaciones empíricas y la dificultad de basar el análisis únicamente con correlaciones empíricas derivadas del ensayo SPT. Por un lado, el valor obtenido del CPT presenta resultados que disminuyen con la profundidad y coinciden con los niveles en donde la presión de poro u_2 aumenta, destacando la presencia de suelos finos con bajas permeabilidades, en el ensayo de disipación el nivel piezométrico tiene un valor de 30 kPa, mientras que los valores del SPT no reflejan que sean sensibles ante la presencia de agua intersticial.

4.6.3. Sondeos CPT-06 y 2014-P2

Los sondeos CPT-06 y 2014-P2 presentan valores de q_{ult} con curvas paralelas entre ellas. El análisis se realizó en cuatro profundidades distintas, los valores que provienen del SPT (Stroud) y SPT (Sowers) tienden a ser menores con rangos (300~600 kPa) en comparación a los resultados del q_f CPT. Así mismo, se determinó que los valores q_{ult} derivados del SPT presentan una diferencia entre 124~160 kPa entre ambas correlaciones empíricas.

Los valores de presión de poro u_2 presentan dos niveles con valores de 800 kPa en la cota 1936 msnm y 1580 kPa en la cota 1928 msnm durante la ejecución del ensayo, estos valores altos evidencian la baja permeabilidad de los suelos finos. Las pruebas de disipación presentan valores de u_0 con un rango de 140~350 kPa equivalentes a una carga hidráulica de 14 a 35 metros de columna de agua, que representa el nivel piezométrico estático. Los valores de q_{ult} obtenidos del SPT no evidencian tener cambios o disminución de sus valores por presencia de agua subterránea.

El perfil de suelo corresponde a suelos cohesivos tipo CH-MH, desde la cota 1915.84 msnm una transición de suelos tipo CL-ML, hacia el final del sondeo 2014-P2 una se presentan suelos tipo SC-de acuerdo con la clasificación SUCS.

4.6.4. Sondeos CPT-05 y 2016-P2

En estos sondeos las curvas de capacidad de carga última son paralelas con una diferencia de sus valores con un rango ~30 a 200 kPa se ha comparado los valores en tres profundidades distintas, las curvas en profundidad mantienen su homogeneidad en sus valores.

Las presiones de poro u_2 generadas durante la ejecución del ensayo definen un intervalo entre las cotas 1933-1921 msnm de un suelo de baja permeabilidad con valores de u_2 mayor a 600 kPa. El nivel piezométrico después de los ensayos de disipación está entre 130~225 kPa sugiriendo una carga hidráulica de una altura de 13 a 22 metros de columna de

agua. Se observa una menor dispersión en los valores estimados, lo cual sugiere que la influencia del equipo y del factor humano en los resultados fue limitada.

4.6.5. Sondeos CPT-03 y 2014-P1

Las curvas de q_{ult} de los sondeos analizados se encuentran paralelas, los valores de q_{ult} que se estimaron del ensayo SPT se encuentra por debajo de la curva q_f del ensayo CPT; se hace la comparación de los valores en tres profundidades distintas y la diferencia de valores es relevante al momento de comparar la capacidad portante última para una misma profundidad por cada correlación empleada.

La presión de poros u_2 presenta un valor negativo en todo el perfil de análisis, excepto en un intervalo entre las cotas 1930 a 1929 msnm que está relacionado con la variación estratigráfica de los suelos. Los valores negativos de la presión de poro u_2 sugieren suelos parcialmente saturados pudiendo darse una succión matricial. En la cota 1933.22 después del ensayo de disipación la presión de poro u_0 tienen un valor de 80 kPa, sugiriendo una carga hidráulica de 8 metros de altura.

Los suelos han sido descritos como suelos tipos CH-MH y valores de Límites Líquido superior al 60%, con índices de plasticidad mayor a 40%.

A continuación, se presentan las tablas de cálculos y sus respectivos gráficos (Figura 56 y Figura 57) con el ploteo de capacidad portante última (SPT y CPT), presión de poro u_2 .

Figura 56

Sondeos ubicados en la abscisa 0+325, 0+299 y 0+252, comparación de los valores de q_{ult} obtenidos de acuerdo con las ecuaciones analíticas propuestas por diferentes autores

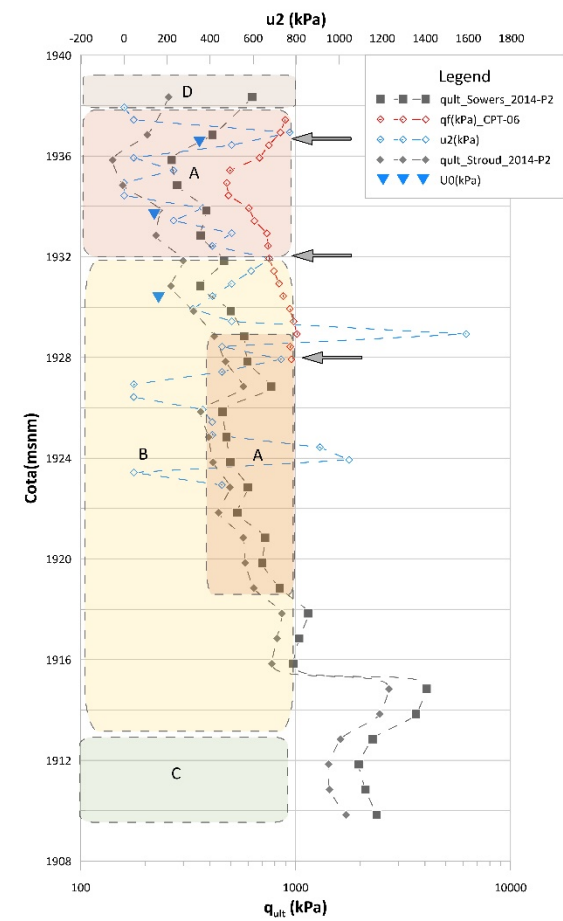
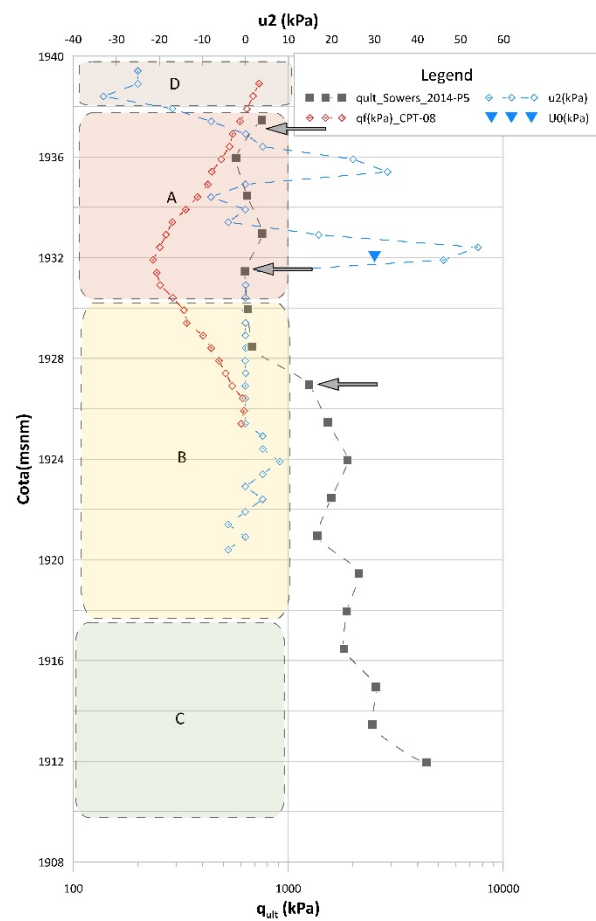
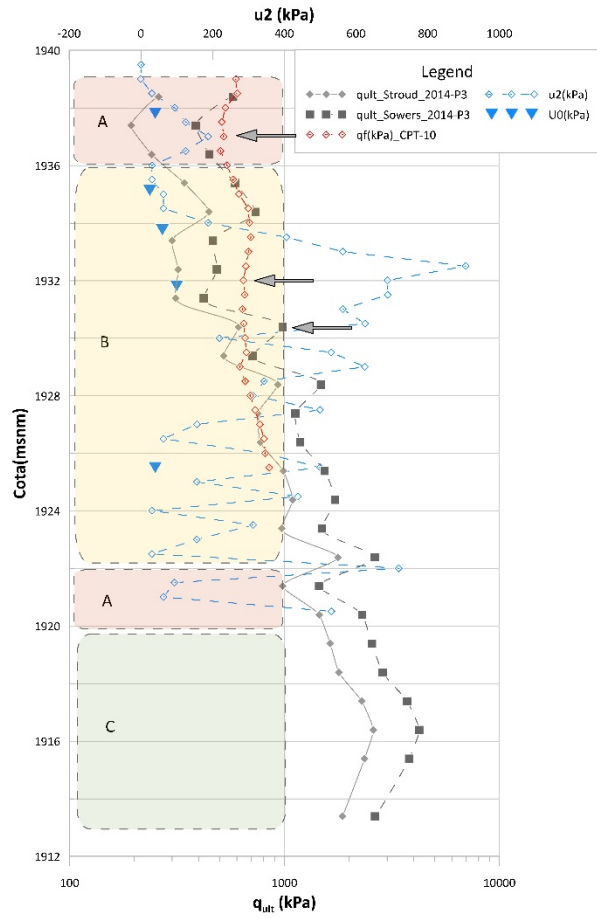


Tabla 21

Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P3-CPT-10

ID	ABSC (m)	Profundidad (m)	Cota(msnm)	NSPT	N60	Su (kPa)	Su (kPa)	χ(kN/m3)	Nc	qult(kPa)	qult(kPa)	U. Geot	qc prom	Prof. m	Cota(msnm)	qf (kPa)	ksu	qc (kPa)	Y(kN/m3)	D (m)
SONDEO 2014-P3-CPT-10	352.35	0.25	1939.89	17	11	113.9	49.50	20.75	6.2			D		0.50	1939.51	0.3	6000	20.75	0.50	
	352.35	1.75	1938.39	13	8	87.1	36.00	20.75	6.2	576.33	259.51	D	1909.09	1.00	1939.01	593.48	0.3	2000	20.75	1.00
	352.35	2.75	1937.39	8	5	53.6	22.50	19.6	6.2	386.22	193.4	A	1909.09	1.50	1938.51	602.05	0.3	5000	19.55	1.50
	352.35	3.75	1936.39	9	6	60.3	27.00	19.6	6.2	447.36	240.90	A	1636.36	2.00	1938.01	530.01	0.3	3000	19.55	2.00
	352.35	4.75	1935.39	12	9	80.4	40.50	19.1	6.2	589.21	341.83	B	1545.45	2.50	1937.51	511.39	0.3	2000	19.1	2.50
	352.35	5.75	1934.39	15	12	100.5	54.00	19.1	6.2	732.93	444.63	B	1545.45	3.00	1937.01	520.94	0.3	3000	19.1	3.00
	352.35	6.75	1933.39	8	6	53.6	27.00	19.6	6.2	464.62	299.70	A	1454.55	3.50	1936.51	503.21	0.3	1000	19.1	3.50
	352.35	7.75	1932.39	8	6	53.6	27.00	19.6	6.2	484.22	319.3	A	1545.45	4.00	1936.01	540.04	0.3	1000	19.1	4.00
	352.35	8.75	1931.39	6	5	40.2	22.50	19.6	6.2	420.74	311.00	A	1636.36	4.50	1935.51	576.86	0.3	1000	19.1	4.50
	352.35	9.75	1930.39	19	15	127.3	67.50	19.6	6.2	980.36	609.6	A	1727.27	5.00	1935.01	613.68	0.3	1000	19.1	5.00
	352.35	10.75	1929.39	12	10	80.4	50.00	19.6	6.2	709.18	520.70	A	1909.09	5.50	1934.51	677.78	0.3	1000	19.1	5.50
	352.35	11.75	1928.39	30	25	201	112.50	19.6	6.2	1476.50	927.80	A	1909.09	6.00	1934.01	687.33	0.3	1000	19.1	6.00
	352.35	12.75	1927.39	21	18	140.7	81.00	19.6	6.2	1122.24	752.10	A	1909.09	6.50	1933.51	696.88	0.3	2000	19.1	6.50
	352.35	13.75	1926.39	22	18	147.4	81.00	19.6	6.2	1183.38	771.70	A	1818.18	7.00	1933.01	679.15	0.3	2000	19.1	7.00
	352.35	14.75	1925.39	30	25	201	112.50	19.6	6.2	1535.30	986.60	A	1727.27	7.50	1932.51	661.43	0.3	2000	19.1	7.50
	352.35	15.75	1924.39	34	28	227.8	126.00	19.6	6.2	1721.06	1089.90	A	1636.36	8.00	1932.01	643.71	0.3	2000	19.1	8.00
	352.35	16.75	1923.39	28	23	187.6	103.50	19.6	6.2	1491.42	970.00	A	1636.36	8.50	1931.51	653.26	0.3	2000	19.1	8.50
	352.35	17.75	1922.39	55	46	368.5	230.00	19.6	6.2	2632.60	1773.90	A	1545.45	9.00	1931.01	635.54	0.3	2000	19.1	9.00
	352.35	18.75	1921.39	26	22	174.2	99.00	19.6	6.2	1447.54	981.30	A	1545.45	9.50	1930.51	645.09	0.3	2000	19.1	9.50
	352.35	19.75	1920.39	46	38	308.2	171.00	19.6	6.2	2297.94	1447.30	A	1545.45	10.00	1930.01	654.64	0.3	2000	19.1	10.00
	352.35	20.75	1919.39	51	43	341.7	193.50	20.8	6.2	2550.14	1631.30	C	1545.45	10.50	1929.51	664.19	0.3	3000	19.1	10.50
	352.35	21.75	1918.39	58	48	388.6	216.00	20.8	6.2	2861.72	1791.60	C	1363.64	11.00	1929.01	619.19	0.3	1000	19.1	11.00
	352.35	22.75	1917.39	78	65	522.6	292.50	20.8	6.2	3713.32	2286.70	C	1454.55	11.50	1928.51	656.01	0.3	1000	19.1	11.50
	352.35	23.75	1916.39	90	75	603	337.50	20.8	6.2	4232.60	2586.50	C	1545.45	12.00	1928.01	692.84	0.3	1000	19.1	12.00
	352.35	24.75	1915.39	79	66	529.3	297.00	20.8	6.2	3796.46	2356.20	C	1636.36	12.50	1927.51	729.66	0.3	1000	19.1	12.50
	352.35	25.75	1914.39	R	R	R		20.8	6.2			C	1727.27	13.00	1927.01	766.48	0.3	1000	19.1	13.00
	352.35	26.75	1913.39	50	42	335	210.00	20.8	6.2	2633.40	1858.40	C	1818.18	13.50	1926.51	803.30	0.3	2000	19.1	13.50
	352.35	27.75	1912.39	R	R	R		20.8	6.2			C	1818.18	14.00	1926.01	812.85	0.3	1000	19.1	14.00
	352.35	28.75	1911.39	R	R	R		20.8	6.2			C	1909.09	14.50	1925.51	849.68	0.3	2000	19.1	14.50
	352.35	29.75	1910.39	R	R	R		20.8	6.2			C		15.00	1925.01		0.3	2000	19.1	15.00
	352.35	31.75	1908.39	R	R	R		20.8	6.2			C		15.50	1924.51		0.3	2000	19.1	15.50
	352.35	32.75	1907.39	R	R	R		20.8	6.2			C		16.00	1924.01		0.3	1000	19.1	16.00
													16.50	1923.51		0.3	2000	19.1	16.50	
													17.00	1923.01		0.3	2000	19.1	17.00	
					Sowers	Stroud							17.50	1922.51		0.3	2000	19.55	17.50	
													18.00	1922.01		0.3	2000	19.55	18.00	
													18.50	1921.51		0.3	2000	19.55	18.50	
													19.00	1921.01		0.3	2000	19.55	19.00	
													19.50	1920.51		0.3	2000	19.55	19.50	

Tabla 22

Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P5-CPT-08

ID	ABSC (m)	Profundidad (m)	Cota(msnm)	NSPT	N60	Su (kPa)	Su (kPa)	γ(kN/m3)	Nc	qult(kPa)	qult(kPa)	U. Geot	qc prom	Prof. m)	Cota(msnm)	qf (kPa)	ksu	qc (kPa)	γ(kN/m3)	D (m)	
SONDEO 2014-P5-CPT-08	299	0.75	1938.96	11	7	73.7		20.8	6.2			D		0.50	1939.41		0.3	3000	20.75		
	299	2.25	1937.46	17	11	113.9		20.8	6.2	752.98		D	2363.64	1.00	1938.91	729.84	0.3	3000	20.75	1.00	
	299	3.75	1935.96	12	8	80.4		19.6	6.2	571.98		A	2181.82	1.50	1938.41	685.67	0.3	3000	20.75	1.50	
	299	5.25	1934.46	13	9	87.1		19.6	6.2	642.92		A	2000.00	2.00	1937.91	641.50	0.3	3000	20.75	2.00	
	299	6.75	1932.96	15	12	100.5		19.6	6.2	755.4		A	1818.18	2.50	1937.41	597.33	0.3	3000	20.75	2.50	
	299	8.25	1931.46	11	9	73.7		20.8	6.2	628.54		D	1636.36	3.00	1936.91	549.56	0.3	2000	19.55	3.00	
	299	9.75	1929.96	11	9	73.7		19.6	6.2	648.04		A	1545.45	3.50	1936.41	532.06	0.3	2000	19.55	3.50	
	299	11.25	1928.46	11	9	73.7		19.6	6.2	677.44		A	1363.64	4.00	1935.91	487.29	0.3	2000	19.55	4.00	
	299	12.75	1926.96	24	20	160.8		19.6	6.2	1246.86		A	1181.82	4.50	1935.41	440.50	0.3	2000	19.1	4.50	
	299	14.25	1925.46	30	25	201		19.6	6.2	1525.5		A	1090.91	5.00	1934.91	422.77	0.3	2000	19.1	5.00	
	299	15.75	1923.96	38	32	254.6		19.6	6.2	1887.22		A	909.09	5.50	1934.41	377.78	0.3	2000	19.1	5.50	
	299	17.25	1922.46	30	25	201		19.6	6.2	1584.3		A	727.27	6.00	1933.91	332.78	0.3	2000	19.1	6.00	
	299	18.75	1920.96	24	20	160.8		19.6	6.2	1364.46		A	545.45	6.50	1933.41	287.79	0.3	1000	19.1	6.50	
	299	20.25	1919.46	42	35	281.4		19.1	6.2	2131.455		B	454.55	7.00	1932.91	270.06	0.3	1000	19.1	7.00	
	299	21.75	1917.96	35	29	234.5		19.1	6.2	1869.325		B	363.64	7.50	1932.41	252.34	0.3	1000	19.1	7.50	
	299	23.25	1916.46	33	28	221.1		19.1	6.2	1814.895		B	272.73	8.00	1931.91	234.62	0.3	1000	19.1	8.00	
	299	24.75	1914.96	49	41	328.3		20.8	6.2	2550.26		D	272.73	8.50	1931.41	244.17	0.3	1000	19.1	8.50	
	299	26.25	1913.46	46	38	308.2		20.8	6.2	2456.84		D	272.73	9.00	1930.91	253.72	0.3	0	19.1	9.00	
	299	27.75	1911.96	92	77	616.4		20.8	6.2	4398.88		D	363.64	9.50	1930.41	290.54	0.3	0	19.1	9.50	
	299	29.25	1910.46	R	R			20.8	6.2			D	454.55	10.00	1929.91	327.36	0.3	1000	19.1	10.00	
														454.55	10.50	1929.41	336.91	0.3	0	19.1	10.50
							Sowers							636.36	11.00	1928.91	401.01	0.3	0	19.1	11.00
														727.27	11.50	1928.41	437.83	0.3	0	19.1	11.50
														818.18	12.00	1927.91	474.65	0.3	0	19.1	12.00
														909.09	12.50	1927.41	511.48	0.3	0	19.1	12.50
														1000.00	13.00	1926.91	548.30	0.3	0	19.1	13.00
														1181.82	13.50	1926.41	612.40	0.3	1000	19.1	13.50
														1181.82	14.00	1925.91	621.95	0.3	1000	19.1	14.00
													1090.91	14.50	1925.41	604.22	0.3	1000	19.1	14.50	
														15.00	1924.91			1000	19.1	15.00	
														15.50	1924.41		0.3	1000	19.1	15.50	
														16.00	1923.91		0.3	2000	19.1	16.00	
														16.50	1923.41		0.3	1000	19.1	16.50	
														17.00	1922.91		0.3	1000	19.1	17.00	
														17.50	1922.41		0.3	1000	19.1	17.50	
														18.00	1921.91		0.3	1000	19.55	18.00	
														18.50	1921.41		0.3	2000	19.55	18.50	
														19.00	1920.91		0.3	1000	19.55	19.00	
														19.50	1920.41		0.3	0	19.55	19.50	

Tabla 23

Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2014-P2-CPT-06

ID	ABSC (m)	Profundidad (m)	Cota(msnm)	NSPT	N60	Su (kPa)	Su (kPa)	γ(kN/m3)	Nc	qult(kPa)	qult(kPa)	U. Geot	qc prom	Prof. m)	Cota(msnm)	qf (kPa)	ksu	qc (kPa)	γ(kN/m3)	D (m)
SONDEO 2014-P2-CPT-06	252.52	0.25	1938.34	15	9	100.5	40.50	20.75	6.2	628.29	256.29	D		0.50	1937.93		0.3	4000	20.75	0.50
	252.52	1.75	1936.84	9	6	60.3	27.00	20.75	6.2	410.17	203.71	D	2909.09	1.00	1937.43	893.48	0.3	4000	20.75	1.00
	252.52	2.75	1935.84	5	3	33.5	13.50	20.75	6.2	264.76	140.76	D	2727.27	1.50	1936.93	849.31	0.3	5000	20.75	1.50
	252.52	3.75	1934.84	5	3	33.5	13.50	19.55	6.2	281.01	157.01	A	2363.64	2.00	1936.43	750.59	0.3	4000	20.75	2.00
	252.52	4.75	1933.84	7	5	46.9	22.50	19.55	6.2	383.64	232.36	A	2090.91	2.50	1935.93	679.15	0.3	8000	20.75	2.50
	252.52	5.75	1932.84	6	4	40.2	18.00	19.55	6.2	361.65	224.01	A	1454.55	3.00	1935.43	495.01	0.3	2000	19.55	3.00
	252.52	6.75	1931.84	8	6	53.6	27.00	19.55	6.2	464.28	299.36	A	1363.64	3.50	1934.93	477.52	0.3	1000	19.55	3.50
	252.52	7.75	1930.84	5	4	33.5	18.00	19.55	6.2	359.21	263.11	A	1363.64	4.00	1934.43	487.29	0.3	1000	19.55	4.00
	252.52	8.75	1929.84	8	6	53.6	27.00	19.1	6.2	499.45	334.53	B	1727.27	4.50	1933.93	606.16	0.3	2000	19.55	4.50
	252.52	9.75	1928.84	9	7	60.3	35.00	20.75	6.2	576.17	419.31	D	1818.18	5.00	1933.43	643.20	0.3	1000	19.55	5.00
	252.52	10.75	1927.84	9	8	60.3	40.00	20.75	6.2	596.92	471.06	D	2090.91	5.50	1932.93	734.80	0.3	2000	19.55	5.50
	252.52	11.75	1926.84	13	11	87.1	55.00	19.55	6.2	769.73	570.71	A	2090.91	6.00	1932.43	744.57	0.3	2000	19.55	6.00
	252.52	12.75	1925.84	5	4	33.5	18.00	19.55	6.2	456.96	360.86	A	2090.91	6.50	1931.93	754.35	0.3	2000	19.55	6.50
	252.52	13.75	1924.84	5	4	33.5	20.00	19.55	6.2	476.51	392.81	A	2181.82	7.00	1931.43	791.40	0.3	1000	19.55	7.00
	252.52	14.75	1923.84	5	4	33.5	20.00	19.55	6.2	496.06	412.36	A	2272.73	7.50	1930.93	837.44	0.3	1000	20.75	7.50
	252.52	15.75	1922.84	7	6	46.9	30.00	19.55	6.2	598.69	493.91	A	2363.64	8.00	1930.43	875.09	0.3	1000	20.75	8.00
	252.52	16.75	1921.84	5	4	33.5	18.00	19.55	6.2	535.16	439.06	A	2545.45	8.50	1929.93	940.01	0.3	1000	20.75	8.50
	252.52	17.75	1920.84	9	8	60.3	36.00	19.55	6.2	720.87	570.21	A	2636.36	9.00	1929.43	977.66	0.3	1000	20.75	9.00
	252.52	18.75	1919.84	8	7	53.6	35.00	19.55	6.2	698.88	583.56	A	2727.27	9.50	1928.93	1015.31	0.3	5000	20.75	9.50
	252.52	19.75	1918.84	11	9	73.7	40.50	19.55	6.2	843.05	637.21	A	2454.55	10.00	1928.43	943.86	0.3	3000	20.75	10.00
	252.52	20.75	1917.84	18	15	120.6	75.00	19.1	6.2	1144.05	861.33	B	2454.55	10.50	1927.93	954.24	0.3	4000	20.75	10.50
	252.52	21.75	1916.84	15	13	100.5	65.00	19.1	6.2	1038.53	818.43	B		11.00	1927.43		0.3	2000	19.55	11.00
	252.52	22.75	1915.84	13	11	87.1	55.00	19.1	6.2	974.55	775.53	B		11.50	1926.93		0.3	2000	19.55	11.50
	252.52	23.75	1914.84	87	73	582.9	365.00	19.1	6.2	4067.61	2716.63	B		12.00	1926.43		0.3	3000	19.55	12.00
	252.52	24.75	1913.84	75	63	502.5	315.00	20.75	6.2	3629.06	2466.56	C		12.50	1925.93		0.3	2000	19.55	12.50
	252.52	25.75	1912.84	42	35	281.4	175.00	20.75	6.2	2278.99	1619.31	C		13.00	1925.43		0.3	2000	19.55	13.00
	252.52	26.75	1911.84	34	28	227.8	140.00	20.75	6.2	1967.42	1423.06	C		13.50	1924.93		0.3	3000	19.55	13.50
	252.52	27.75	1910.84	37	31	247.9	139.50	20.75	6.2	2112.79	1440.71	SRES		14.00	1924.43		0.3	2000	19.55	14.00
	252.52	28.75	1909.84	43	36	288.1	180.00	20.75	6.2	2382.78	1712.56	SRES		14.50	1923.93		0.3	2000	19.55	14.50
															15.00	1923.43		0.3	2000	19.55
						Sowers	Stroud							15.50	1922.93		0.3	3000	19.55	15.50

Figura 57

Sondeos ubicados en la abscisa 0+140 y 0+84.69, comparación de los valores de q_{ult} obtenidos de acuerdo con las ecuaciones analíticas propuestas por diferentes autores

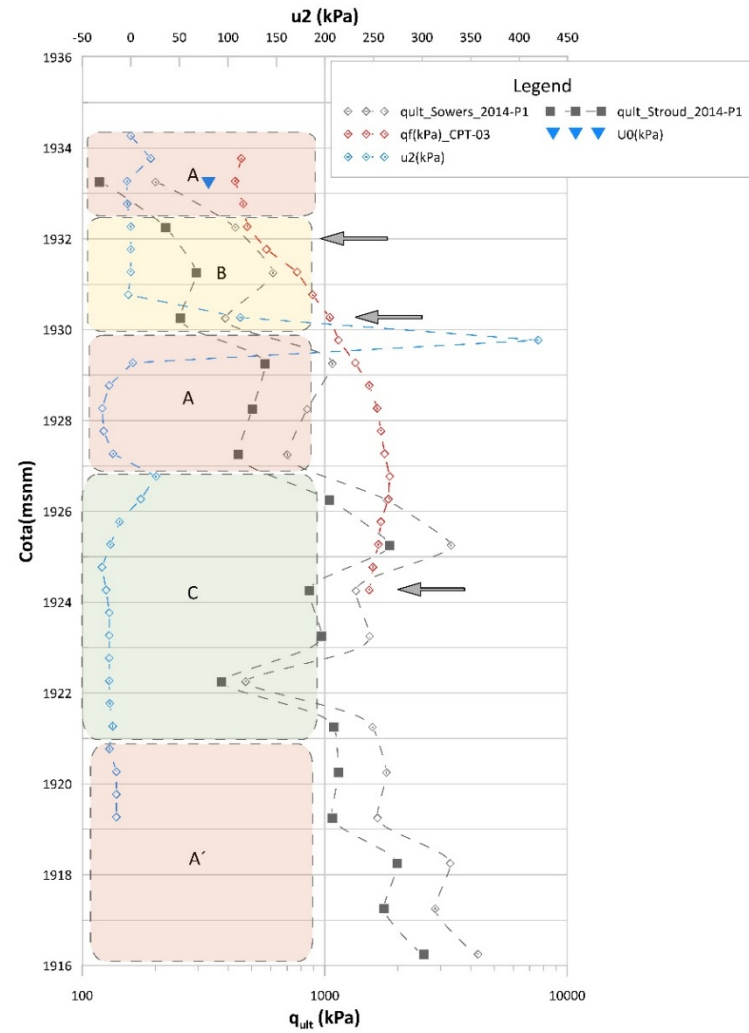
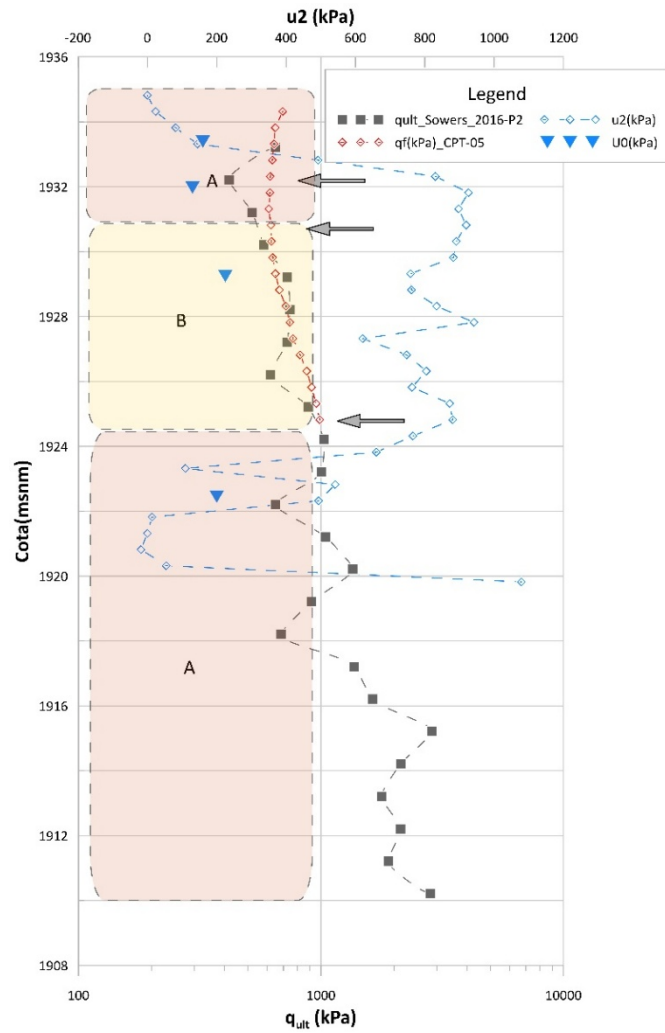


Tabla 24

Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu). 2016-P2-CPT-05

ID	ABSC (m)	Profundidad (m)	Cota(msnm)	NSPT	N60	Su (kPa)	Su (kPa)	γ(kN/m3)	Nc	qult(kPa)	qult(kPa)	U. Geot	qc prom	Prof. m	Cota(msnm)	qf(kPa)	ksu	qc (kPa)	γ(kN/m3)	D (m)	
SONDEO 2016-P2-CPT-05	140	1.25	1933.21	15	9	100.5		19.6	6.2	647.60		A		0.50	1934.82			2950.1	20.8		
	140	2.25	1932.21	9	6	60.3		19.6	6.2	417.96		A	2247.56	1.00	1934.32	695.07	0.3	2498.1	20.8	1.00	
	140	3.25	1931.21	11	7	73.7		19.6	6.2	520.64		A	2056.52	1.50	1933.82	648.16	0.3	2215.5	20.8	1.50	
	140	4.25	1930.21	12	9	80.4		19.6	6.2	581.78		A	1995.71	2.00	1933.32	640.31	0.3	2101	20.8	2.00	
	140	5.25	1929.21	15	11	100.5		19.6	6.2	726.00		A	1938.35	2.50	1932.82	630.51	0.3	1932.9	19.6	2.50	
	140	6.25	1928.21	15	12	100.5		19.6	6.2	745.60		A	1861.36	3.00	1932.32	617.21	0.3	2188.8	19.6	3.00	
	140	7.25	1927.21	14	11	93.8		19.6	6.2	723.66		A	1825.08	3.50	1931.82	616.12	0.3	2379.6	19.6	3.50	
	140	8.25	1926.21	11	9	73.7		19.6	6.2	618.64		A	1770.06	4.00	1931.32	609.42	0.3	2188.1	19.6	4.00	
	140	9.25	1925.21	17	13	113.9		19.6	6.2	887.48		A	1778.41	4.50	1930.82	621.72	0.3	2394.5	19.6	4.50	
	140	10.25	1924.21	20	17	134		19.1	6.2	1026.58		B	1756.51	5.00	1930.32	624.95	0.3	2329.5	19.6	5.00	
	140	11.25	1923.21	19	16	127.3		19.1	6.2	1004.14		B	1747.45	5.50	1929.82	632.03	0.3	1909.4	19.6	5.50	
	140	12.25	1922.21	10	8	67		19.1	6.2	649.38		B	1770.67	6.00	1929.32	648.80	0.3	1672.5	19.6	6.00	
	140	13.25	1921.21	19	16	127.3		19.1	6.2	1042.34		B	1820.65	6.50	1928.82	673.59	0.3	1309.9	19.6	6.50	
	140	14.25	1920.21	26	22	174.2		19.1	6.2	1352.22		B	1929.00	7.00	1928.32	715.90	0.3	1546.6	19.6	7.00	
	140	15.25	1919.21	15	13	100.5		19.1	6.2	914.38		B	1990.75	7.50	1927.82	744.23	0.3	1470.1	19.6	7.50	
	140	16.25	1918.21	9	8	60.3		19.1	6.2	684.24		B	2034.06	8.00	1927.32	767.02	0.3	1086	19.6	8.00	
	140	17.25	1917.21	25	21	167.5		19.1	6.2	1367.98		B	2177.72	8.50	1926.82	819.92	0.3	1789.7	19.6	8.50	
	140	18.25	1916.21	31	26	207.7		19.1	6.2	1636.32		B	2325.97	9.00	1926.32	874.19	0.3	1774.4	19.6	9.00	
	140	19.25	1915.21	60	50	402		19.1	6.2	2860.08		B	2426.16	9.50	1925.82	914.05	0.3	2279.9	19.6	9.50	
	140	20.25	1914.21	42	35	281.4		19.1	6.2	2131.46		B	2531.56	10.00	1925.32	955.47	0.3	2153.6	19.6	10.00	
	140	21.25	1913.21	33	28	221.1		19.1	6.2	1776.70		B	2607.38	10.50	1924.82	988.01	0.3	2229.8	19.6	10.50	
	140	22.25	1912.21	41	34	274.7		19.1	6.2	2128.12		B		11.00	1924.32		0.3	2164.9	19.6	11.00	
	140	23.25	1911.21	35	29	234.5		19.1	6.2	1897.98		B		11.50	1923.82		0.3	2222.2	19.6	11.50	
	140	24.25	1910.21	56	47	375.2		20.75	6.2	2829.43		C		12.00	1923.32		0.3	2501.8	19.6	12.00	
															12.50	1922.82		0.3	2225.9	19.6	12.50
															13.00	1922.32		0.3	1946.5	19.6	13.00
					Sowers									13.50	1921.82		0.3	2666.2	19.6	13.50	
														14.00	1921.32		0.3	3420.5	19.6	14.00	
														14.50	1920.82		0.3	2876.5	19.6	14.50	
														15.00	1920.32		0.3	3439.3	19.6	15.00	
														15.50	1919.82		0.3	2987.6	19.6	15.50	

Tabla 25

Resumen de Valores Obtenidos para la Capacidad Portante Última a partir de Ensayos In Situ. (SPT-CPTu)- 2014-P1-CPT-03

ID	ABSC (m)	Profundidad (m)	Cota(msnm)	NsPT	N60	Su (kPa)	Su (kPa)	Y(kN/m3)	Nc	qult(kPa)	qult(kPa)	U. Geot	qc prom	Prof. (m)	Cota(msnm)	qf(kPa)	ksu	qc (kPa)	Y(kN/m3)	D (m)		
SONDEO 2014-P1-CPT-03	84.69	0.25	1934.75	5	3	33.5	13.50	19.55	6.2			A		0.50	1934.27			33404.7				
	84.69	1.75	1933.25	4	3	26.8	13.50	19.55	6.2	200.37	117.91	A	1445.22	1.00	1933.77	453.07	0.3	2666.9	19.5	1.00		
	84.69	2.75	1932.25	9	6	60.3	27.00	19.55	6.2	427.62	221.16	A	1325.66	1.50	1933.27	426.95	0.3	1976	19.5	1.50		
	84.69	3.75	1931.25	13	8	87.1	36.00	19.1	6.2	611.65	294.83	B	1406.99	2.00	1932.77	461.10	0.3	1043.2	19.5	2.00		
	84.69	4.75	1930.25	7	5	46.9	25.00	20.75	6.2	389.34	253.56	C	1435.43	2.50	1932.27	479.38	0.3	964.4	19.5	2.50		
	84.69	5.75	1929.25	23	16	154.1	72.00	20.75	6.2	1074.73	565.71	C	1721.50	3.00	1931.77	574.95	0.3	964.4	19.5	3.00		
	84.69	6.75	1928.25	17	13	113.9	58.50	20.75	6.2	846.24	502.76	C	2335.81	3.50	1931.27	768.99	0.3	1094.6	19.5	3.50		
	84.69	7.75	1927.25	13	10	87.1	45.00	20.75	6.2	700.83	439.81	C	2707.64	4.00	1930.77	890.29	0.3	522.5	19.5	4.00		
	84.69	8.75	1926.25	39	31	261.3	139.50	20.75	6.2	1801.62	1046.46	C	3202.86	4.50	1930.27	1048.61	0.3	1644	19.5	4.50		
	84.69	9.75	1925.25	75	59	502.5	265.50	20.75	6.2	3317.81	1848.41	C	3473.31	5.00	1929.77	1139.49	0.3	2131	19.5	5.00		
	84.69	10.75	1924.25	27	23	180.9	103.50	20.75	6.2	1344.64	864.76	C	4096.20	5.50	1929.27	1336.11	0.3	1291.5	19.5	5.50		
	84.69	11.75	1923.25	31	26	207.7	117.00	20.75	6.2	1531.55	969.21	C	4692.15	6.00	1928.77	1524.65	0.3	1594.7	19.5	6.00		
	84.69	12.75	1922.25	5	4	33.5	18.00	20.75	6.2	472.26	376.16	C	5068.35	6.50	1928.27	1647.25	0.3	1356	19.5	6.50		
	84.69	13.75	1921.25	31	26	207.7	130.00	20.75	6.2	1573.05	1091.31	C	5232.77	7.00	1927.77	1706.33	0.3	2870.6	19.5	7.00		
	84.69	14.75	1920.25	36	30	241.2	135.00	20.4	6.2	1796.34	1137.90	A'	5397.47	7.50	1927.27	1765.49	0.3	1356	19.5	7.50		
	84.69	15.75	1919.25	32	27	214.4	121.50	20.4	6.2	1650.58	1074.60	A'	5652.78	8.00	1926.77	1851.83	0.3	4111.2	19.5	8.00		
	84.69	16.75	1918.25	71	59	475.7	265.50	20.4	6.2	3291.04	1987.80	A'	5544.82	8.50	1926.27	1829.20	0.3	7721.8	19.5	8.50		
	84.69	17.75	1917.25	60	50	402	225.00	20.4	6.2	2854.50	1757.10	A'	5095.22	9.00	1925.77	1704.07	0.3	5184.7	19.5	9.00		
	84.69	18.75	1916.25	94	78	629.8	351.00	20.4	6.2	4287.26	2558.70	A'	4928.35	9.50	1925.27	1663.76	0.3	5970	19.5	9.50		
	84.69	19.75	1915.25	R	R								A'	4615.47	10.00	1924.77	1579.64	0.3	4618.9	19.5	10.00	
	84.69	20.75	1914.25	R	R								A'	4399.90	10.50	1924.27	1524.72	0.3	8982.8	19.5	10.50	
															11.00	1923.77		0.3	7847	19.5	11.00	
															11.50	1923.27		0.3	5732.8	19.5	11.50	
														12.00	1922.77		0.3	3164.7				
														12.50	1922.27		0.3	4682.3				
														13.00	1921.77		0.3	4164.4				
						Sowers	Stroud							13.50	1921.27		0.3	2923.6				
														14.00	1920.77		0.3	2776.2				
														14.50	1920.27		0.3	3349.2				
														15.00	1919.77		0.3	2528.3				
														15.50	1919.27		0.3	2247.6				

Capítulo 5

5. Discusiones

5.1. Modelo geotécnico

El modelo geotécnico se diseñó a lo largo de la sección longitudinal de orientación sureste a noroeste SE-NO, señalada en el Capítulo 3 “Metodología de Trabajo”, cuyas coordenadas de vértices se muestran en la Tabla 26. Este modelo geotécnico con alrededor de 400 m de longitud, con abscisa 0+000 en el sureste y abscisa 0+400 en el noroeste, atraviesa el sector centro oeste del área urbana de la ciudad de Cariamanga del cantón Calvas y se ajusta en alineamiento a la localización y distribución de diferentes investigaciones realizadas in-situ como ensayos de piezocono CPTu, perforaciones exploratorias, ensayos SPT y ensayos geofísicos que fueron parte de los trabajos realizados por la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos para el proyecto de encauzamiento y protección de la quebrada Las Totoras (SNGRE, 2019).

Tabla 26

Vértices de la sección longitudinal del modelo geotécnico 2D

Vértice	Coordenadas UTM (WGS-84)		Elevación (msnm)
	Este	Norte	
V1	660 061.65	9 521 171.03	1 936.25
V2	659 964.41	9 521 379.56	1 936.50
V3	659 861.97	9 521 525.35	1 937.40

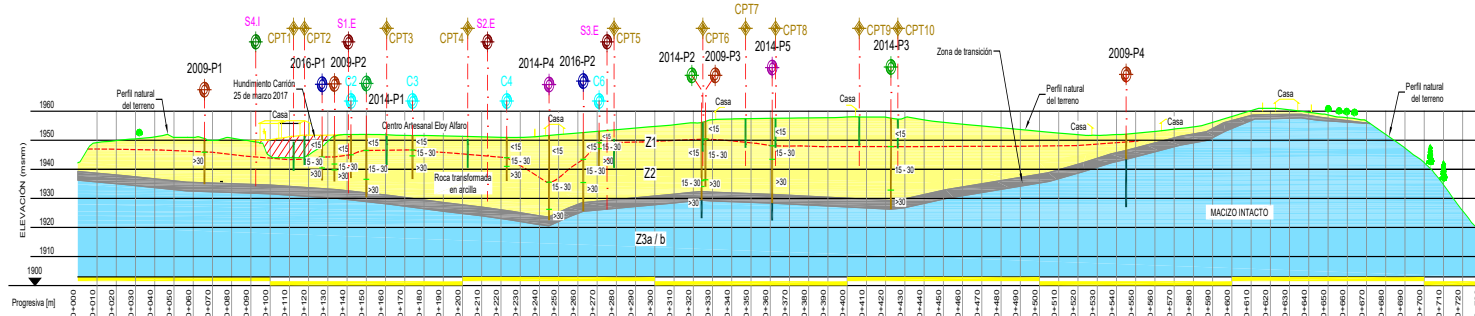
El modelo geotécnico expone la zonificación de los suelos residuales de origen hidrotermal en 5 unidades geotécnicas definidas a partir de la evaluación y correlación de las propiedades geotécnicas, precisando la categorización de cada propiedad geotécnica en rangos de valores característicos para las unidades geotécnicas determinadas.

El análisis de zonificación geotécnica se efectuó para el sustrato de suelos residuales que yace en la localidad y se extiende desde la superficie entre las cotas 1935 y 1940 msnm hasta profundidades de alrededor de 20 a 30 m, en donde estos suelos residuales entran en contacto transicional con las rocas volcánicas y volcanoclásticas de composición ácida de la

Unidad Ahuaca (MAh), las cuales constituyen la roca madre o basamento rocoso de estos suelos residuales afectados por hidrotermalismo (SNGRE, 2019) e (INIGEMM, 2017).

En la Figura 58 se observa el modelo geotécnico del informe de encauzamiento y protección de la quebrada Las Totoras (SNGRE, 2019), el cual se toma como referencia para el presente estudio, puesto que el modelo geotécnico del presente estudio investigativo se localiza en el mismo sector y discrimina con un nivel de detalle más desarrollado estos suelos residuales de origen hidrotermal que yacen en la zona centro oriental de la ciudad de Cariamanga (color amarillo en la Figura 58).

Figura 58
Modelo geológico geotécnico 2D. Informe de encauzamiento y protección de la quebrada Las Totoras (SNGRE, 2019)



5.1.1. Unidades geotécnicas

El perfil geológico típico que se presenta corresponde a un suelo residual, que proviene de la transformación progresiva del macizo rocoso en un suelo areno-limoso-arcilloso, en profundidad llegando a presentarse un macizo rocoso con un ligero grado de meteorización, se definen tres litologías predominantes, destacándose un suelo superficial alterado y meteorizado, que corresponde a una arcilla limosa de alta plasticidad tipo (CH), un suelo profundo, que se trata de un limo arcilloso con alta plasticidad tipo (MH) en profundidad existe una transición gradual hacia un macizo rocoso que corresponde a rocas volcánicas (Tobas composición intermedia a ácida) con alteración y meteorización ligera.

Como se señaló, el modelo geotécnico propuesto, presenta la categorización de los suelos residuales de origen hidrotermal en 5 unidades geotécnicas.

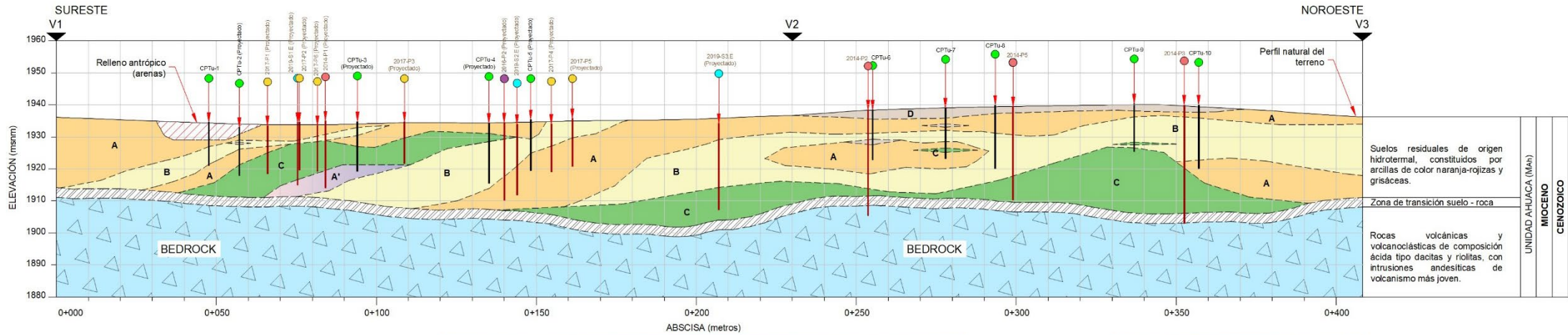
La construcción de estas unidades geotécnicas fue desarrollada con base en las propiedades geotécnicas procedentes primordialmente de los ensayos de piezocono CPTu por la gran cantidad de datos registrados al ser un ensayo que arroja la data de manera continua a lo largo de toda la profundidad en cada punto de ensayo. Para ello, mediante la aplicación del software Surfer 20.4.3, se efectuó la interpolación mediante el método "Natural Neighbor" de las propiedades geotécnicas analizadas tanto de ensayos in situ como ensayos de laboratorio disponibles, ajustando y contrastando mediante interpolación manual las propiedades geotécnicas derivadas de los ensayos CPTu. De esta forma, las unidades geotécnicas determinadas se describen en la Tabla 27 y se exponen en el modelo geotécnico de la Figura 59.

Este modelo geotécnico muestra una distribución de las unidades geotécnicas como una serie de capas o bandas inclinadas en el sector sureste de formas irregulares y alternantes indistintamente, entre las abscisas 0+000 y 0+190 con un buzamiento igualmente hacia el sureste; mientras que, entre las abscisas 0+190 y 0+400 sector noroeste, las unidades geotécnicas se distribuyen de forma subhorizontal igualmente de formas muy irregulares.

Las unidades geotécnicas dominantes por su presencia en distribución areal a lo largo del modelo geotécnico corresponden a las unidades A, B y C con alrededor del 38%, 34% y 23% respectivamente; en tanto que, las unidades A' y D se presentan muy puntuales con apenas el 2% y 3%, respectivamente.

Figura 59

Modelo geotécnico de los suelos residuales de origen hidrotermal del sector centro oeste de la ciudad de Cariamanga. Sección SE-NO



Bajas presiones de poro [$u_2 < 100\text{kPa}$] y ocasional presiones de poro negativas [$u_2 < 0\text{kPa}$]	Presiones de poro altas [$100 < u_2 < 400\text{kPa}$] y muy altas [$u_2 > 400\text{kPa}$], con incremento general en profundidad	Bajas presiones de poro [$u_2 < 100\text{kPa}$]	Presiones de poro altas [$100 < u_2 < 400\text{kPa}$] y muy altas [$u_2 > 400\text{kPa}$]	PRESIÓN DE POROS [u_2]
Humedad natural inferior al 40%	Humedad natural alta entre el 40 y 65%	Humedad natural inferior al 40%		HUMEDAD NATURAL [W%]
Límite Líquido LL > 50%, con incremento general hacia la superficie				LÍMITE LÍQUIDO [LL%]

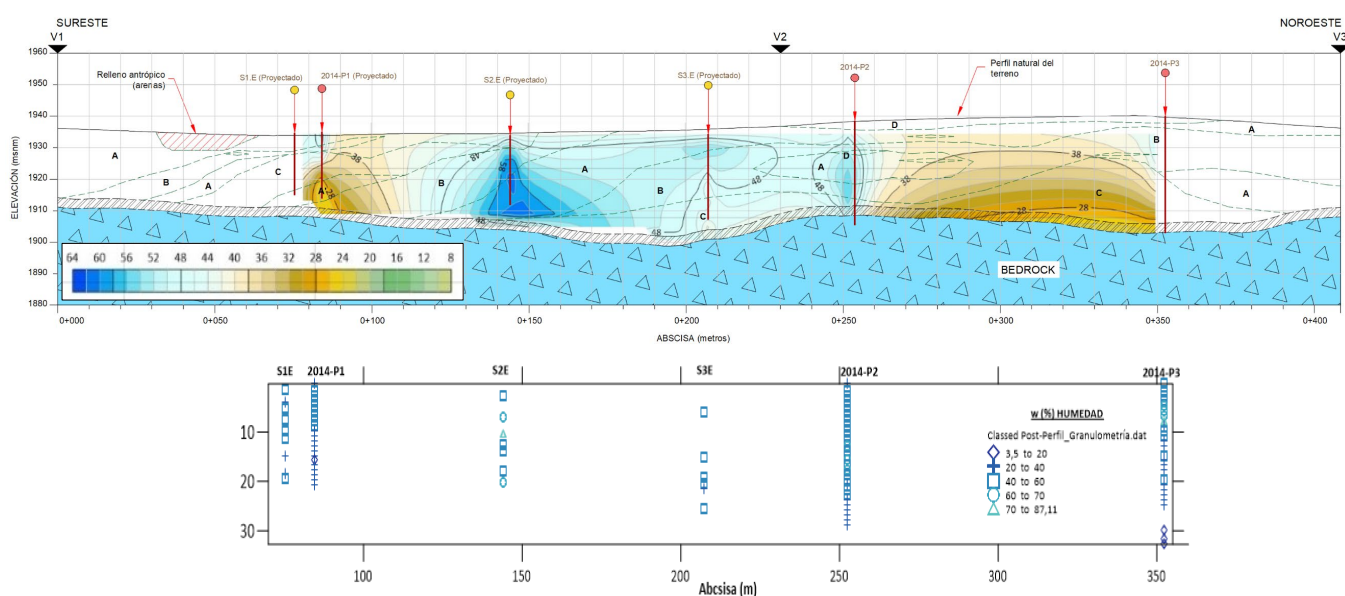
Tabla 27

Unidades geotécnicas de los suelos residuales de origen hidrotermal y sus principales parámetros geotécnicos con base en los ensayos CPTu

UNIDAD GEOTÉCNICA	PARÁMETROS MEDIDOS CPTu						PARÁMETROS EMPÍRICOS A PARTIR DE CPTu			
	Resistencia punta		Resistencia fuste		Resistencia al corte no drenada		Tasa de sobreconsolidación		Velocidad onda de corte	
	(qc) MPa	Descripción	(fs) kPa	Descripción	(Su) kPa	Descripción	OCR	Descripción	(Vs) m/s	Descripción
A	1 - 5	Suelos blandos	100 - 200	Suelos de Alta Fricción	100 - 200	Muy Rígida	> 10 4 - 10 2 - 4	Extremadamente sobreconsolidado Fuertemente sobreconsolidado Moderadamente sobreconsolidado	180 - 250	Perfil de suelo tipo D (Suelos rígidos)
	NOTA: En casos puntuales qc < 1 MPa (suelos muy blandos)		NOTA: En casos puntuales > 200 kPa		NOTA: En casos puntuales > 200 kPa		NOTA: - Sobreconsolidado con OCR variable de moderado a muy elevados y tendencia de disminución en profundidad		NOTA: - En casos puntuales 150 < Vs < 180 y 250 < Vs < 300	
A'	1 - 5	Suelos blandos	200 - 300	Suelos de Muy Alta Fricción	100 - 200	Muy Rígida	2 - 4	Moderadamente sobreconsolidado	250 - 300	Perfil de suelo tipo D (Suelos rígidos)
B	1 - 5	Suelos blandos	50 - 100	Moderada Fricción	50 - 100	Rígida	2 - 4 1 - 2 ≈ 1	Moderadamente sobreconsolidado Ligeramente sobreconsolidado Normalmente consolidado	150 - 180 180 - 250	Perfil de suelo tipo E (Suelos blandos) Perfil de suelo tipo D (Suelos rígidos)
	NOTA: En casos puntuales qc < 1 MPa (suelos muy blandos)		NOTA: En casos puntuales < 50 kPa ó > 100 kPa		NOTA: En casos puntuales < 50 kPa ó > 100 kPa		NOTA: - Sobreconsolidado con OCR variables de moderados a bajos y tendencia de disminución al noroeste - En casos puntuales OCR = 4 - 10		NOTA: - En casos puntuales Vs < 150	
C	5 - 10	Suelos medianamente firmes	200 - 800	Suelos de Muy Alta Fricción	200 - 400 400 - 700	Dura Muy Dura	> 10 4 - 10	Extremadamente sobreconsolidado Fuertemente sobreconsolidado	250 - 360	Perfil de suelo tipo D (suelos rígidos)
							NOTA: - Sobreconsolidado con OCR muy elevados		NOTA: - En casos puntuales 200 < Vs < 250 y 360 < Vs < 400	
D	1 - 5	Suelos blandos	200 - 300	Suelos de Muy Alta Fricción	200 - 400	Dura	-	-	200 - 250	Perfil de suelo tipo D (suelos rígidos)
			NOTA: En menor proporción entre 100 y 200 kPa		NOTA: En casos puntuales < 200 kPa		NOTA: - Valores de OCR no consistentes, debido a valores de presión de poros igual a 0 o negativos que sobreestiman los valores de OCR.		NOTA: - En casos puntuales 180 < Vs < 200 y Vs < 180	

En la Figura 60 se puede observar la distribución de humedad natural a lo largo de la sección longitudinal sureste a noroeste SE-NO del modelo geotécnico, evidenciándose concentraciones de humedades naturales altas a muy altas del 40% al 65% en la región central entre las abscisas 0+120 y 0+260, y concentraciones de humedades naturales medias a bajas (< 40%) en las regiones exteriores hacia el sureste (0+065 a 0+120) y hacia el noroeste (0+260 a 0+360) con una tendencia de disminución en profundidad.

Figura 60
Distribución de humedad natural ($w\%$) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico



A partir de esta distribución de la humedad natural de estos suelos residuales, puede inferirse que las unidades geotécnicas A' y C son las que presentan por lo común humedades naturales medias a bajas; mientras que las unidades geotécnicas A y B son las que por lo general presentan altos grados de humedad natural, con especial incidencia de las humedades naturales más altas hacia la zona de la abscisa 0+150 sobre todo en profundidad.

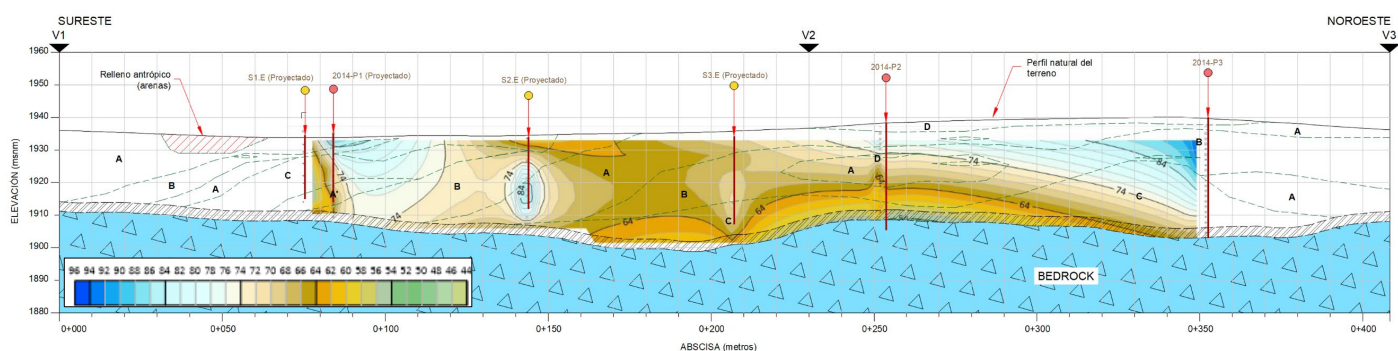
En la Figura 61, se observa la distribución del Límite Líquido (LL%) de estos suelos residuales a lo largo de la sección de estudio, con valores superiores al 50%, con tendencia de incremento hacia la superficie y con mayor notoriedad hacia el sureste alrededor de la abscisa 0+100 y hacia el noroeste alrededor de la abscisa 0+350, con valores que superan el 90%.

Igualmente, pero de forma localizada se evidencia incremento en profundidad hacia el sector de la abscisa 0+150.

Estos valores de Límite Líquido reflejan el alto a muy alto grado de plasticidad para todas las unidades geotécnicas de estos suelos residuales, los mismos que se tornan de mayor plasticidad hacia la superficie y puntualmente en profundidad hacia la abscisa 0+150, según la tendencia marcada de concentración del Límite Líquido.

En general, el valor del Límite Líquido aumenta a medida que el tamaño de las partículas del suelo disminuye, ello permite inferir entonces que, hacia la superficie y localmente en profundidad hacia la abscisa 0+150, estos suelos residuales se vuelven más finos de tipo netamente arcillosos con mayores capacidades de absorción de agua.

Figura 61
Distribución de límite líquido LL (%) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico



Respecto a la presión de poros (u_2), en la Figura 62 se observa unidades geotécnicas con bajas a moderadas presiones de poro con valores inferiores a los 100 kPa, que sugieren suelos residuales levemente saturados o de incipiente saturación en la región sureste entre las abscisas 0+040 y 0+120; igual situación ocurre entre las abscisas 0+285 y 0+330 de la región noroeste.

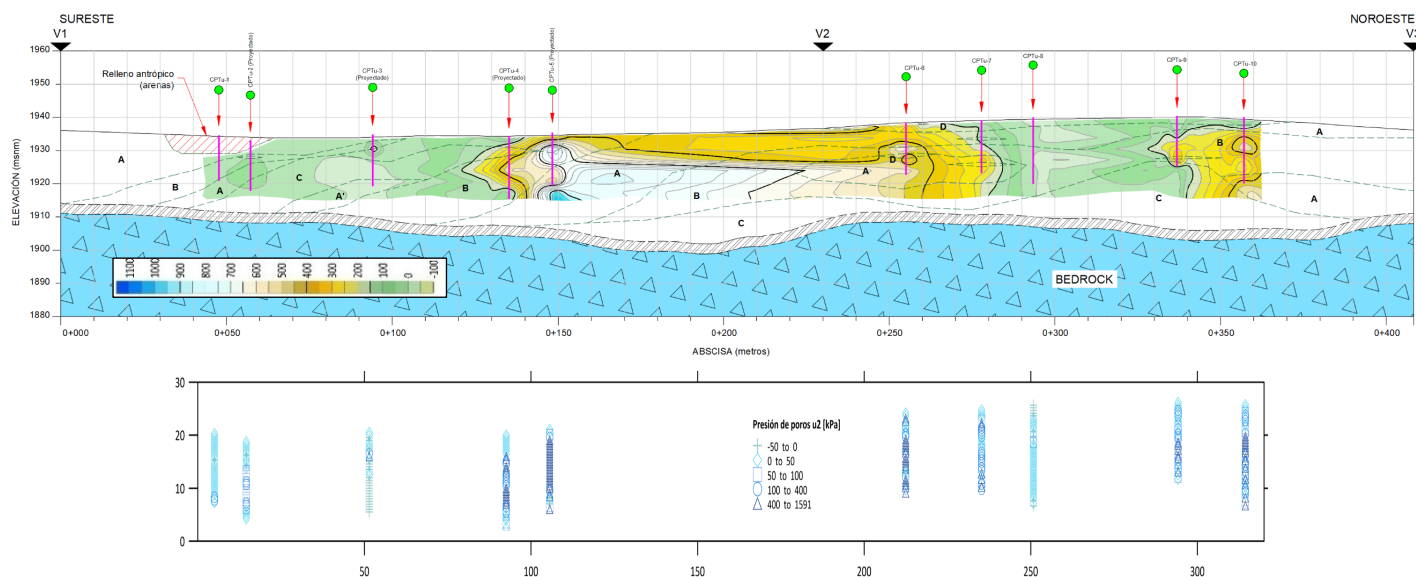
Por otra parte, en la región central del modelo geológico geotécnico, entre las abscisas 0+120 y 0+285, las unidades geotécnicas muestran aumento considerable en la presión de poros por sobre los 100 kPa y con convergencia máxima en profundidad hacia la abscisa 0+150

con valores que incluso superan los 1000 kPa, entendiéndose que las unidades geotécnicas se tornan muy saturadas en esta región, dadas sus altas a muy altas presiones de poro.

De igual manera, como sucede en la región central del modelo geotécnico, a partir de la abscisa 0+330 hacia la región noroeste, nuevamente se observa altas a muy altas presiones de poro con valores superiores a los 100 kPa y hasta alrededor de 700 kPa.

Cabe señalar que no se observa una asociación directa entre la presión de poros con alguna de las unidades geotécnicas.

Figura 62
Distribución de la presión de poros u_2 (kPa) y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico

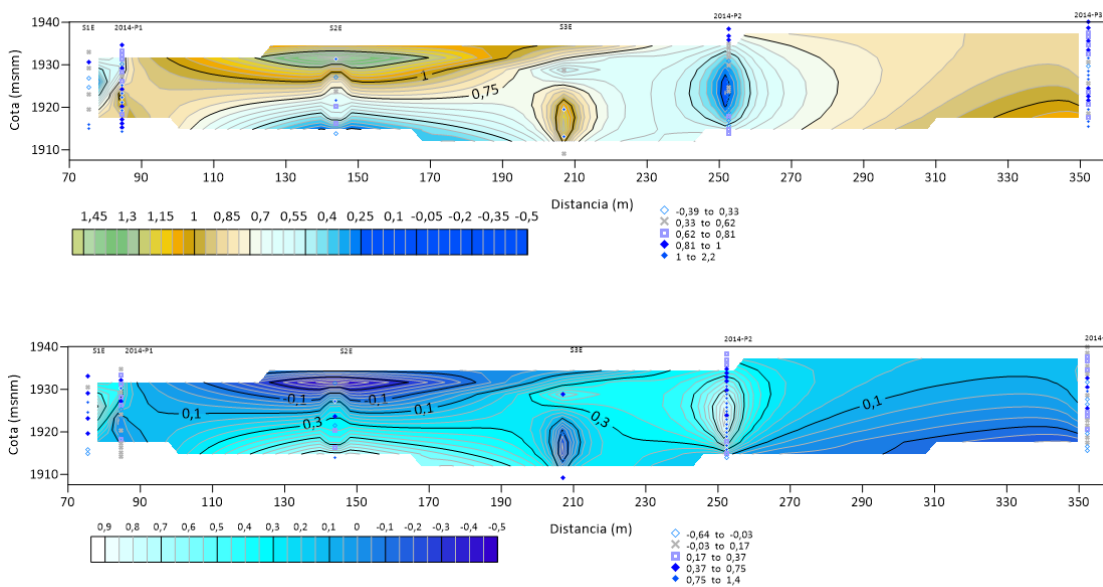


Analizando en su conjunto la relación de estos parámetros, se infiere una manifiesta presencia de agua en estos suelos residuales finos principalmente en el tramo comprendido entre las abscisas 0+120 y 0+285, marcado por los elevados valores de humedad natural y presión de poros, y a ello en congruencia con la capacidad de absorción de agua de estos suelos señalada por los altos valores de límite líquido.

De acuerdo con la Figura 63 los valores de índice de consistencia muestran valores cercanos a 1 o superiores hacia la zona noroeste que indican un estado de consistencia dura a muy dura; mientras tanto hacia la región central se observan dos puntos muy focalizados de valores cercanos a 1 y valores cercanos a 0, este último señalando suelos de consistencia muy

blanda al igual que hacia la región sureste con clara tendencia de aproximación a valor 0 o menor en profundidad.

Figura 63
Interpolación valores de Índice de Consistencia y Liquidez (Natural Neighbor)



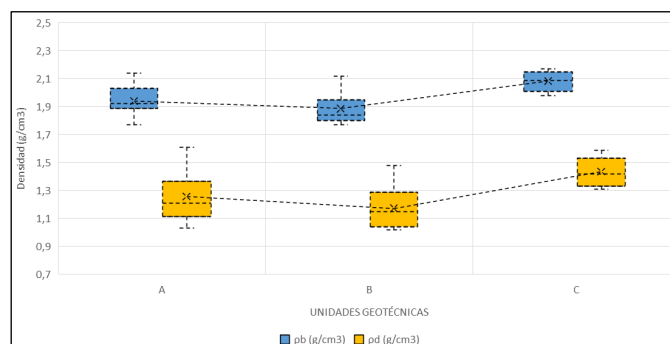
Respecto a los valores de densidad tanto natural como seca, de acuerdo con la correlación geotécnica de las unidades geotécnicas definidas, estos valores corresponden a las unidades geotécnicas A, B y C. Los rangos de los valores se pueden observar en la Tabla 28 y en la Figura 64.

Tabla 28
Valores de densidad natural y seca de las unidades geotécnicas

U.GEOT	ρ_b (g/cm ³)			ρ_d (g/cm ³)		
	Min	Máx	Media	Min	Máx	Media
A	1.77	2.14	1.941	1.03	1.61	1.257
B	1.77	2.12	1.891	1.02	1.48	1.182
C	1.98	2.17	2.0829	1.31	1.59	1.4357

Figura 64

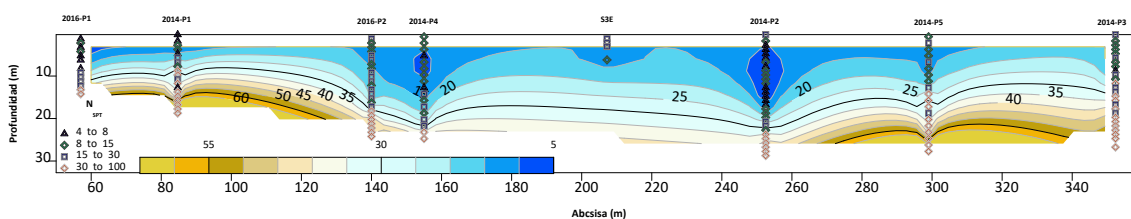
Distribución de rangos de densidad natural y seca de acuerdo con las unidades geotécnicas respectivas



En cuanto a la distribución de valores NSPT a lo largo del modelo geotécnico (Figura 65), se evidencia que los valores más altos correspondientes a suelos de consistencia dura a muy dura ocurren a profundidades de entre 12 y 15 m hacia las regiones extremas del sureste y noroeste con valores que sobrepasan los 30 golpes; en tanto, que hacia la región central los valores por sobre los 30 golpes suceden a mayor profundidad alrededor de los 20 a 25 m. En el caso del extremo noroeste, estos elevados valores de NSPT parecen estar ligados con la unidad geotécnica C.

Figura 65

Distribución de golpes NSPT y unidades geotécnicas a lo largo del modelo geotécnico



En cuanto a las principales propiedades y parámetros geotécnicos que rigen cada unidad geotécnica de estos suelos, se precisan las siguientes consideraciones fundamentales:

1. La unidad geotécnica C posee las resistencias de punta más elevadas en un rango de 5 a 10 MPa definiendo suelos finos de condición medianamente firme; a diferencia de las demás unidades geotécnicas que presentan valores más bajos de resistencia de punta de entre 1 y 5 MPa marcando suelos finos de condición blanda.

2. De igual manera, la unidad geotécnica C presenta los valores más altos de resistencia al fuste, superiores a los 200 kPa y hasta alrededor de 800 kPa definiendo a esta unidad como

suelos finos de muy alta fricción. Similares condiciones de muy alta fricción exhiben las unidades A' y D con valores por sobre los 200 kPa, pero menor alcance de hasta alrededor de 300 kPa. Por otra parte, pese a tener buenas resistencias al fuste, las unidades geotécnicas A y B muestran menores valores que las demás unidades, entre 100 y 200 kPa para la unidad geotécnica A que califica al suelo como de alta fricción y entre 50 y 100 kPa para la unidad geotécnica B que califica al suelo de moderada fricción.

3. Prácticamente todas las unidades geotécnicas presentan tasas de sobreconsolidación superiores a 1, con diferentes grados de sobreconsolidación en cada una de ellas y que por lo general tienden a disminuir en profundidad; no obstante, las tasas más elevadas de sobreconsolidación se presentan en las unidades geotécnicas A y C, variando desde 2 hasta más de 10 para la unidad A y desde 4 hasta más de 10 para la unidad C. Por su parte las unidades A' y B muestran los menores grados de sobreconsolidación, inferiores a 4 e incluso en el caso de la unidad geotécnica B, igual o inferior a 1 indicando además la presencia de suelos normalmente consolidados en esta unidad. En tanto la unidad geotécnica D presenta valores de OCR no consistentes, debido a valores de presión de poros igual a 0 o negativos que sobreestiman los valores de OCR en especial en los primeros dos metros de profundidad.

4. La unidad geotécnica con las resistencias de corte no drenada más bajas corresponde a la unidad geotécnica B con valores en el rango de 50 a 100 kPa describiendo a la unidad como un suelo de consistencia rígida de acuerdo con (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996); mientras que, las unidades A y A' presentan suelos con mayor rigidez al presentar resistencias de corte no drenada entre 100 y 200 kPa, y finalmente las unidades C y D presentan las mejores y más altas resistencias de corte no drenada con valores en rangos de 200 a 700 kPa y de 200 hasta 400 kPa respectivamente, calificando a estas unidades como suelos de consistencia dura a muy dura para la unidad C y de consistencia dura para la unidad D.

5. Las unidades geotécnicas presentan velocidades de onda de corte predominante entre 180 y 360 m/s definiéndoles como suelos Tipo D (suelos rígidos) según la Norma

Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015), con excepción de la unidad geotécnica B que no solo presenta perfil de suelo Tipo D sino también perfil de suelo Tipo E (suelos blandos) con velocidades de onda de corte más bajas entre 150 y 180 m/s y ocasionalmente inferiores a 150 m/s. Sobresalen las unidades geotécnicas A' y C dentro de los perfiles de suelo Tipo D por presentar los valores más elevados de velocidad de onda de corte superiores a los 250 m/s y hasta 300 m/s para la unidad geotécnica A' y hasta 360 m/s para la unidad geotécnica C; en tanto que, las unidades geotécnicas A, B y D presentan los valores más bajos de velocidad de onda de corte inferiores a los 250 m/s.

5.1.2. Perfil de meteorización

La alteración hidrotermal de las rocas volcánicas y volcanoclásticas de composición ácida de la Unidad Ahuaca (MAh) no solamente dio lugar a la formación de los suelos residuales en estudio, sino que, además, debido a la interacción química muy dinámica y heterogénea entre los fluidos hidrotermales con esta roca encajante, tuvo lugar suelos residuales con propiedades y características geotécnicas variables.

Esta diversidad en las propiedades y características geotécnicas de estos suelos residuales permitieron clasificarlos en 5 unidades geotécnicas que agrupan propiedades y características geotécnicas similares. Ahora bien, estas unidades geotécnicas pueden ajustarse o asociarse directamente con niveles o mantos de alteración o meteorización de la roca encajante basamento rocoso, donde a medida que los niveles de meteorización son más fuertes con degradación o descomposición intensa, en este caso por alteración química hidrotermal, sus propiedades físicas y características geotécnicas disminuyen, ello ligado directamente con la alteración de la estructura mineralógica y textural del basamento rocoso.

De esta forma, las unidades geotécnicas A y B se asocian con el nivel de meteorización conocido como "pedolito", mientras que las unidades geotécnicas A', C y D se asocian con el nivel de meteorización "saprolito".

En la Figura 66 se muestra el perfil de meteorización, así como las propiedades y parámetros geotécnicos de cada manto de meteorización, resultantes de la reclasificación de las propiedades y parámetros de las unidades geotécnicas de donde derivan (Tabla 29).

Aunque los parámetros geotécnicos son muy variables o se presentan en un amplio margen de valores para cada nivel de meteorización; no obstante, puede notarse que el nivel de meteorización “saprolito” presenta mejores condiciones geotécnicas que el nivel de meteorización “pedolito”.

En cuanto a su distribución a lo largo de la sección estudiada sureste – noroeste, el nivel de meteorización “saprolito” se sitúa principalmente en contacto con la roca madre correspondiente a las rocas de la Unidad Ahuaca (MAh), encontrándose dos lentes o cuerpos principales de este saprolito, uno que yace lenticular entre los 10 y 20 m de profundidad y entre la abscisa 0+150 a 0+390; y otro cuerpo de saprolito que yace inclinado como una franja que se extiende desde el basamento rocoso en la abscisa 0+040 hasta casi la superficie donde se acuña y tiende a horizontalizarse hasta la abscisa 0+140. Pequeños lentes de saprolito como cuerpos aislados inmersos en el pedolito también están presentes al igual que un lente más extenso como un estrato o capa horizontal dispuesto en superficie entre las abscisas 0+240 y 0+370.

En cuanto a la capa o nivel de meteorización “pedolito”, éste se distribuye ampliamente a lo largo de toda la sección de estudio, conformando gran parte de estos suelos residuales.

Figura 66
 Perfil de Meteorización de los suelos residuales. Basamento rocoso "bedrock" de la Unidad Ahuaca (MAh)

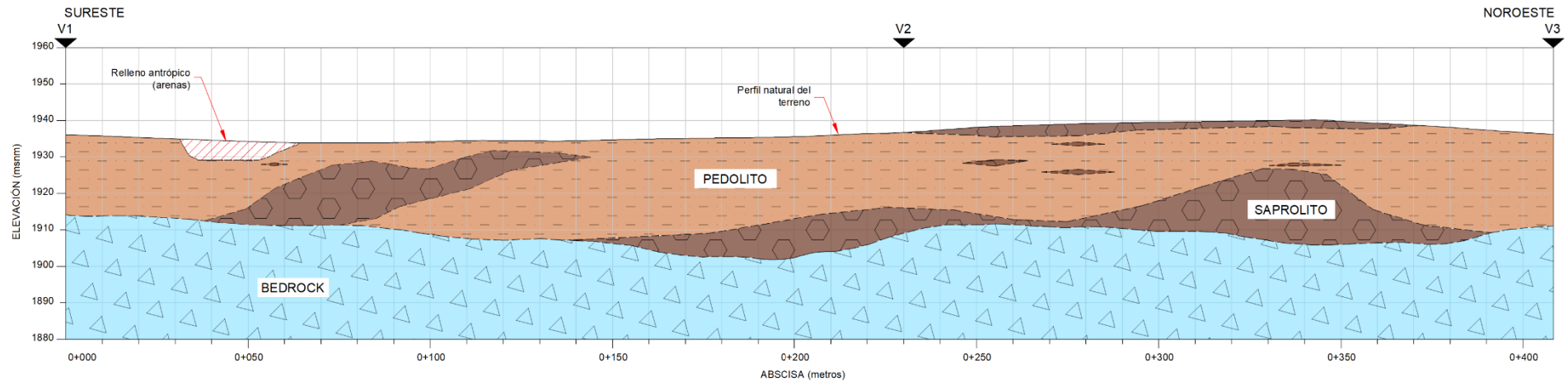


Tabla 29
 Principales parámetros geotécnicos de los niveles de meteorización definidos a partir de las unidades geotécnicas

PERFIL DE METEORIZACIÓN (Por interacción hidrotermal)	UNIDAD GEOTÉCNICA		PARÁMETROS MEDIDOS CPTu				PARÁMETROS EMPÍRICOS A PARTIR DE CPTu								
			Resistencia punta		Resistencia fuste		Resistencia corte no drenada		Tasa de sobreconsolidación			Velocidad onda de corte			
			(qc) MPa	Descripción	(fs) kPa	Descripción	(Su) kPa	Descripción	OCR	Descripción		(Vs) m/s	Descripción		
PEDOLITO	A		1 – 5	Suelos blandos	50 – 200	Suelos de Moderada a Alta Fricción	50 – 200	Consistencia Rígida a Muy Rígida	> 10 4 - 10 2 - 4 1 - 2 ≈ 1	Extremadamente sobreconsolidado Fuertemente sobreconsolidado Moderadamente sobreconsolidado Ligeramente sobreconsolidado Normalmente consolidado	150 – 250	Perfil de suelo tipo E (Suelos blandos) y perfil de suelo tipo D (Suelos rígidos)			
	B		NOTA: En casos puntuales qc < 1 MPa		NOTA: En casos puntuales fs > 200 kPa y fs < 50 kPa		NOTA: En casos puntuales Su > 200 kPa y Su < 50 kPa		NOTA: - Sobreconsolidado con OCR muy variable e inclusive tramos puntuales con suelos normalmente consolidados			NOTA: - En casos puntuales Vs < 150 m/s y Vs > 250 m/s			
SAPROLITO	C		1 – 10	Suelos blandos a medianamente firmes	200 – 800	Suelos de Muy Alta Fricción	100 – 700	Consistencia Muy Rígida, Dura y Muy Dura	> 10 4 - 10 2 - 4	Extremadamente sobreconsolidado Fuertemente sobreconsolidado Moderadamente sobreconsolidado	200 – 360	Perfil de suelo tipo D (suelos rígidos)			
	D				NOTA: En menor proporción fs entre 100 y 200 kPa				NOTA: - Sobreconsolidado con OCR muy elevados				NOTA: - En casos puntuales Vs < 180 m/s y Vs > 360 m/s		
	A'														

5.2. Capacidad portante última estimada a partir de ensayos In situ

Con los datos estimados a partir de las correlaciones empíricas y formulas analíticas utilizadas se pudo obtener las siguientes precisiones:

CPT-10-2014-P3

La variabilidad de los resultados es alta, se compararon los valores obtenidos al aplicar dos metodologías para estimar la resistencia al corte no drenado S_u (Sowers y Stroud), y a partir de esos valores se estimó la capacidad portante última en cada profundidad del ensayo, esto genera que los resultados qult tengan este efecto de variabilidad en sus valores, en profundidad los suelos cohesivos pueden presentar valores de qult altos por el confinamiento.

La q_f derivada del CPTu presenta registros continuos y sin dispersión en sus resultados, el cambio de consistencia en los suelos cohesivos no genera sobrestimación de sus propiedades geotécnicas, generando resultados de qult consistentes y conservadores.

Además, se destaca que al ser un ensayo mecanizado se disminuye la influencia de errores por factor humano y el tipo de equipo de perforación.

CPT-08-2014-P5

Los valores estimados del S_u (Sowers) pueden presentar sobreestimación de sus valores, a partir de la cota 1926 msnm se registran valores mayores a 1000 kPa, sobreestimando la capacidad real del terreno, y genera mayores qult que los obtenidos con el CPTu.

El resultado de capacidad portante última obtenida a partir del CPTu, presenta un registro continuo del comportamiento geotécnico del terreno, se observa que en el primer tramo presenta mejores características de la resistencia del suelo, con un tramo que diverge de la comparación de los valores obtenidos del SPT.

CPT-06-2014-P2

Las curvas de qult calculadas a partir de Su (Sowers y Stroud) presentan menor dispersión que en otros sondeos, hacia la profundidad tiene un incremento de sus valores, estos resultados se encuentran subestimados. La gráfica qf estimada a partir del CPTu sigue una tendencia paralela a los valores obtenidos con el SPT, aunque muestra valores mayores a los obtenidos del ensayo mencionado.

CPT-05-2016-P2

Los valores que se han obtenido a partir del SPT pueden ser comparados con los resultados del CPTu, las curvas se muestran paralelas con menor grado de dispersión en el tramo que puede ser comparado con el ensayo CPTu. Al ser un sondeo realizado en un año posterior define que el factor humano y equipos puede cambiar el resultado de los parámetros obtenidos.

El gráfico obtenido en esta prospección muestra un perfil continuo que permite definir unidades con parámetros geotécnicos homogéneos, los valores del SPT son ligeramente menores, esta correspondencia en las estimaciones sugiere que ambos métodos pueden correlacionarse.

CPT-03-2014-P1

Las estimaciones de las qult (Sowers y Stroud) tienen cierta concordancia hasta la cota 1926 msnm, a partir de esta profundidad los valores tienen a ser dispersos, pudiendo presentar una sobre estimación de sus valores en profundidad. Se puede observar un perfil continuo y con un incremento de su resistencia en profundidad, los valores de la estimación de la qf a partir de CPTu presentan valores mayores en comparación a los registros obtenidos del SPT, a partir de la cota 1925 msnm el ensayo SPT muestra qult mayores a los estimados a partir del CPTu.

5.3. Guía metodológica para la investigación geotécnica en suelos residuales

Los suelos residuales presentan características particulares derivadas de su proceso de formación in situ, lo que puede dificultar una adecuada investigación y obtención de parámetros geotécnicos confiables y aumenta la incertidumbre en diseño. Por esta razón, la utilización de ensayos in situ resulte fundamental para la obtención de parámetros necesarios para cumplir con los requisitos básicos de diseño y análisis geotécnico.

En este trabajo se realizó la compilación de ensayos in situ (ensayos de Penetración Estándar SPT y Ensayos Piezocónicos Estáticos CPTu), ensayos de laboratorio de muestras alteradas e inalteradas, investigaciones geofísicas (resistividad eléctrica), y perforación con recuperación de muestras. Estas investigaciones permitieron identificar fortalezas y limitaciones de cada método de investigación para definir los parámetros y las correlaciones geotécnicas utilizadas en un estudio geotécnico de cimentaciones. El comportamiento heterogéneo de un suelo residual introduce incertidumbre y variabilidad en los resultados lo que dificulta la interpretación precisa del comportamiento geotécnico del terreno.

En ese sentido, y estableciendo la necesidad de una correcta prospección geotécnica, se hace necesario al menos contar con la siguiente información para poder realizar una adecuada evaluación del terreno, siendo importante que una correcta investigación se debería realizarse durante la fase de estudios previas a la construcción de obras civiles que necesiten al menos cierta profundidad para la implantación de su cimentación, tal es el caso de construcciones que requieran soportar cargas considerables, excavaciones profundas para sótanos u obras hidráulicas en entornos urbanos, entre los estudios recomendados se incluyen:

- Prospección Geofísica mediante tomografías o sondeos eléctricos verticales, para una caracterización preliminar del suelo y determinar flujos o niveles de agua subterránea.
- Perforaciones con recuperación de muestras inalteradas con profundidades adecuadas de acuerdo con la normativa vigente con Ensayo de Veleta para estimar la

resistencia al corte sin drenaje, o alternativamente la ejecución Ensayos de Penetración Estática (CPT o CPTu).

- Calicatas y toma de muestras inalteradas para ensayos de Laboratorio
- Ensayos de Laboratorio de Clasificación y propiedades mecánicas de los suelos,

tales como:

- Clasificación unificada de suelos (SUCS).
- Densidad Natural y Peso Específico de partículas sólidas.
- Ensayo consolidación unidimensional.
- Ensayos triaxiales en condiciones CD o CU.

De esta manera, los estudios geotécnicos, abarcan los ensayos necesarios para reducir las incertidumbres y definir con mayor precisión las características geotécnicas del terreno, a continuación, se resumen un diagrama de flujo que puede ser utilizado para la investigación de suelos residuales en el sur del Ecuador (Figura 67):

Figura 67

Diagrama de flujo de metodología para investigación de suelos residuales



Capítulo 6

6. Conclusiones y Recomendaciones

- Los suelos que se originan por procesos hidrotermales presentan una degradación progresiva del macizo rocoso llegando a convertirse en horizontes o niveles de suelos cohesivos de acuerdo con los ensayos SUCS (ASTM 2487), los ensayos de laboratorio de las muestras alteradas e inalteradas corresponden a suelos tipos (MH-ML-CL-CH) en profundidad existe un cambio gradual de la granulometría permite definir la transición del suelo residual a saprolito, a este proceso de alteración hidrotermal se sobre impone la meteorización física y química que denota la complejidad de procesos que intervienen en este tipo de ambientes geológicos.

- El basamento (roca fresca) se encuentra a una profundidad 20~30 metros, hacia el norte el espesor de este suelo residual disminuye pudiéndose encontrar el basamento con una meteorización grado (III-IV), resistencias a la compresión simple R3-R4 (30~110 MPa), es común identificar óxidos e hidróxidos de hierro (hematita, limonita, goethita) en las discontinuidades, halos de alteración asociados a procesos de argilización posiblemente se traten de caolinita, illita y montmorillonita, además de vetillas de cuarzo con sulfuros que presentan patinas de oxidación.

La secuencia volcanoclástica se encuentra afectada por eventos volcánicos que posiblemente se encuentren relacionados con los procesos de alteración hidrotermal que han convertido la roca original en niveles o mantos de suelos residuales que además han sido expuestos a procesos de meteorización física y química presentando texturas relictas de los minerales síalicos y máficos, estos procesos en los cuales la matriz rocosa se degrada y cambia su estructura cristalina y composición química establecen la anisotropía en sus propiedades mecánicas como resistencia y deformabilidad, lo que dificulta el uso de correlaciones empíricas a partir de los ensayos in situ.

- (López, 2003) menciona la aplicabilidad de correlaciones empíricas desde los ensayos N_{SPT} , además varios autores siguieron que se puede estimar la resistencia al corte no drenada (S_u) con la precaución de que estos valores deben ser referenciales y no reemplazan los valores obtenidos de una muestra inalterada de laboratorio. Para la resistencia al corte se emplea las soluciones analíticas propuestas por Sowers (1979) y Stroud and Butler (1975). Los resultados de (S_u) están relacionados con el valor de N_{SPT} , en profundidad tiende a aumentar el valor de (S_u), en los sondeos en los que se pudo comparar las correlaciones antes mencionadas se puede verificar la relación propuesta por Stroud and Butler (1975) presenta valores conservadores en comparación a los valores Sowers (1975) esta diferencia de valores indica la complejidad de utilizar correlaciones empíricas a partir del N_{SPT} en suelos cohesivos.

- Los valores del N_{SPT} permitieron definir la consistencia de los suelos cohesivos a lo largo del perfil. Se ha podido definir que los suelos residuales presentan valores entre 4~20 N_{SPT} en la mayoría de los casos correspondiendo a una consistencia media a firme, en profundidad este valor tiende a aumentar en un amplio rango 20~90 incluso llegando a presentar rechazo al ensayo de penetración estándar. La profundidad en la cual los valores son menores a 20 golpes es entre 10~20 metros extendiéndose a lo largo del perfil geotécnico investigado.

- De acuerdo con los Límites Líquidos e Índice de Plasticidad en profundidad los valores de LL (%) presentan valores bajos mientras que en superficie se pueden encontrar valores altos superior al 60% incluso llegando a presentarse valores mayores al 100% los mismos que están asociados con suelos tipo MH-CH denotando una mayor plasticidad de estos, en profundidad los suelos con rangos de LL (%) menores a 60% corresponden a suelos tipo CL-ML-CH-MH-SC-SP, por lo que el límite suelo residual-saprolito condiciona la distribución vertical del límite líquido en profundidad, reflejando el efecto combinado de la meteorización y tipo de suelo en el comportamiento plástico de los suelos.

- Las propiedades mecánicas de los suelos como la humedad, límites líquidos e índices de plasticidad permiten realizar una primera zonificación determinando zonas que pueden interpretarse como isosuperficies con similares características, en el perfil geotécnico se ha delimitado zonas de suelos con consistencia media a firme que delimita zonas con comportamiento geotécnicos similares, índices de consistencia con valores menores a 1 definen suelos blandos o en estado líquido e índices de liquidez mayor a 1 sugieren que estos suelos pueden presentarse en un estado fluido, en el perfil geotécnico se pueden identificar dos zonas marcadas con las características mencionada y que se correlacionan con los valores de N_{SPT} , humedad y límite líquido.

- En el ensayo in situ CPTu se puede estimar un valor de (Su) , este valor no pudo ser correlacionado con el valor (Su) del ensayo N_{SPT} , en los sondeos pares que se evaluaron los valores presentaron valores de correlación menores a 0.40 para una misma profundidad existe una variación importante de estos valores, la resistencia al corte no drenada (Su) obtenida del CPTu muestran valores superiores a los obtenidos del N_{SPT} , en profundidad esta diferencia tiende a amplificarse demostrando que la naturaleza del ensayo N_{SPT} , el confinamiento en suelos cohesivos y la baja disipación o baja permeabilidad de este tipo de suelos pueden influir notablemente en los resultados del ensayo.

- Para la evaluación de la capacidad portante última se definieron sondeos paralelos y cercanos entre ellos para comparar los resultados obtenidos, el desarrollo de un perfil geotécnico de un suelo residual es heterogéneo en sus propiedades geotécnicas durante la ejecución de los ensayos CPTu se identificaron niveles con variación de presión de poro u_2 que define variación de granulometrías y permeabilidad de los suelos, los valores de q_{ult} que se estiman a partir del ensayo del ensayo N_{SPT} en general presentan valores menores a los q_f que provienen del ensayo CPTu, lo que evidencia la dificultad de basar la interpretación geotécnica únicamente en un tipo de ensayo in situ.

- El ensayo SPT en general presenta valores de q_{ult} menores a los obtenidos del ensayo CPT_U , en estos suelos cohesivos se presenta presión de agua subterránea en los estratos con bajas permeabilidades que afectan la capacidad portante última, el piezocono identifica la existencia de varios niveles de agua o presión de agua intersticial en el subsuelo por lo que los resultados están directamente condicionados por la existencia de presión de agua. En cambio, el ensayo SPT no considera de forma explícita la influencia de la presión de agua o niveles freáticos, lo que puede estar generando una sobreestimación de los resultados de la capacidad portante última, en ese sentido el empleo de correlaciones empíricas para definir las características del terreno para cimentaciones en suelos cohesivos debe ser utilizado con restricciones y no debe asumirse valores de capacidad portante sin poder contrastar los valores estimados con ensayos de laboratorio de muestras inalteradas.

- La historia de sobreconsolidación dominante en la zona de estudio ($OCR > 1$), está determinada por la incidencia directa del hidrotermalismo a través de la inyección de agua cargada con elementos químicamente activos a altas temperaturas, en la formación de estos suelos residuales con generación de cementos naturales como presencia posiblemente de carbonatos, sílice u otros compuestos y minerales que alteraron la composición de las rocas encajantes, reduciéndolas a arcillas de tipo caolinitas o illitas cuyas estructuras cristalinas presentan mayor capacidad de enlace entre sus partículas y con ello incremento del OCR.

- El diseño del modelo geotécnico 2D a partir de los parámetros de ensayos CPT_u (q_c , f_s y u_2) y parámetros de los suelos residuales derivados de correlaciones empíricas (S_u , V_s y OCR), permitió definir la zonificación de 5 unidades geotécnicas distribuidas esencialmente como capas o lentes irregulares que buzan o se profundizan en general al sureste, con un dominio zonal de las unidades geotécnicas A, B y C; ello refleja la heterogeneidad de la naturaleza o estructura interna de los suelos residuales del sector centro-oeste de la ciudad de Cariamanga que da lugar a la variabilidad en sus propiedades o parámetros geotécnicos, y más

aún cuando su génesis por alteración hidrotermal da lugar a estos cambios en su naturaleza y propiedades.

- La Unidad Geotécnica C presenta los valores más altos de sus parámetros geotécnicos respecto a las demás unidades geotécnicas, que infiere a esta unidad como la unidad de mejor calidad geotécnica; mientras que, la Unidad Geotécnica B presenta los valores más bajos considerándose a ésta como la unidad de menor calidad geotécnica. No obstante, en todos los casos, las unidades geotécnicas muestran suelos sobreconsolidados y de consistencia desde rígida a muy dura según los valores de resistencia al corte no drenado (S_u) que se encuentran por sobre los 50 kPa, lo que implica un comportamiento geotécnico favorable.

- La clasificación, caracterización y zonificación en las 5 Unidades Geotécnicas hizo posible asociarlas con un perfil típico de meteorización, donde a medida que los niveles u horizontes de meteorización son más fuertes con degradación o descomposición intensa del “basamento rocoso” o “roca madre” (rocas volcánicas y volcanoclásticas de la Unidad Ahuaca - MAh), en este caso por alteración química hidrotermal, las propiedades físicas y características geotécnicas disminuyen, de esta forma, las unidades geotécnicas A y B se asocian con el nivel de meteorización conocido como “pedolito”, mientras que las unidades geotécnicas A', C y D se asocian con el nivel de meteorización “saprolito”. Aunque los parámetros geotécnicos son muy variables por la reclasificación por tipo de horizonte de meteorización, puede diferenciarse que el nivel de meteorización “saprolito” presenta mejores condiciones geotécnicas que el nivel de meteorización “pedolito”.

- Aunque los suelos residuales estudiados presentan un comportamiento geotécnico favorable en gran parte de ellos según la zonificación y caracterización geotécnica, no se debe desestimar el hecho que estos suelos presentan altas humedades naturales (> 40%), altos límites líquidos (> 50%) y altas presiones de poro (> 100 kPa) lo que implica una evidente presencia de agua en la región central del modelo geotécnico 2D, específicamente en el tramo comprendido entre las abscisas 0+120 y 0+285, por lo que esta región podría considerarse una

zona potencial de riesgos ante intervenciones ingenieriles o antrópicas generales, como construcciones que pueden generar esfuerzos de carga excesivos dando lugar a asentamientos, excavaciones superficiales que pueden ocasionar inestabilidades de taludes, excavaciones subterráneas que alteran el estado de esfuerzos natural en subsuelo, entre otros.

- El trabajo contribuye a la comprensión del comportamiento geotécnico de los suelos residuales del sur del Ecuador, estableciendo bases para futuras investigaciones orientadas al desarrollo de correlaciones locales y a la refinación de modelos numéricos que representen de manera más precisa la transición entre suelo y roca.

Referencias

- Alavi Nezhad Khalil Abad, S. V., Tugrul, A., Gokceoglu, C., & Jahed Armaghani, D. (2016). Characteristics of weathering zones of granitic rocks in Malaysia for geotechnical engineering design. *Engineering Geology*, 94-113. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.12.006>
- ASTM International. (2007, April 03). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils - ASTM D2850 - 03 a. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*.
- ASTM International. (2018, April 17). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils - ASTM D4318. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*, 20.
- ASTM International. (2020). Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils - ASTM D5778 - 20. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*, 17.
- ASTM International. (2021, Enero 21). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens - ASTM D7263 - 21. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*.
- ASTM International. (2021, Febrero 15). Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis - ASTM D6913. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*, 34.
- ASTM International. (2022). Standard Test Method for Standard Penetration test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. Designation: D 1586/D 1586 M - 18e1. *American Society for Testing and Materials (ASTM International)*, 26. doi:10.1520/D1586_D1586M-18E01
- Baban, T. M. (2016). *SHALLOW FOUNDATIONS DISCUSSIONS AND PROBLEM SOLVING*. Chichester, West Sussex, Reino Unido: John Wiley & Sons, Ltd.
- Blight, G. E., & Leong, E. C. (2012). *Mechanics of Residual Soils* (Segunda ed.). (G. E. Blight, & E. C. Leong, Eds.) Taylor & Francis Group.
- Bodó, B., & Jones, C. (2013). *Introduction to Soil Mechanics* (Primera ed.). United Kingdom: WILEY Blackwell.
- Borrelli, L., Perri, F., Critelli, S., & Gullá, G. (2014). Characterization of granitoid and gneissic weathering profiles of the Mucone River basin (Calabria, southern Italy). *Catena*, 119, 325-340.
- Briaud, J.-L. (2023). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils* (Segunda ed.). Hoboken, New Jersey, USA: Wiley.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Campanella, R. G., & Robertson, P. K. (1988). Current status of the piezocone test. *Penetration Testing 1988, Vol. 1*, 93-116.
- Dagger, R., Dasenbrock, D., Mayne, P. W., & Saftner, D. A. (2019). Traditional and CPT-based foundation designs: A comparative study. *Geo-Frontiers 2017: Foundations and Ground*

- Improvement* (pp. 426-434). Orlando, Florida, USA: ASCE (American Society of Civil Engineers).
- Das, B. M. (2019). *Principles of Foundation Engineering* (Novena ed.). Boston, United States of America: Cengage Learning Inc.
- Dawson, E., Engineer, S. G., & Michael Arles, P. G. (2022). Considerations for Subsurface Investigations for Seismic Analysis of Embankment Dams and Levees. 52. (ResearchGate, Ed.) Baltimore MD.
- Dearman, W. R. (1995). Description and classification of weathered rocks for engineering purposes: the background to the BS5930:1981 proposals. *The Geological Society*, 267-276.
- Devincenzi, M. J. (2003). Piezocono e instrumentación: Sinergias. (I. G. IGME, Ed.) *Operatividad de la instrumentación en aguas subterráneas, suelos contaminados y riesgos geológicos*, 13.
- Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). *Ensayos Geotécnicos In Situ su Ejecución e Interpretación*. IGEOEST. Girona - España: IGEOEST.
- Díaz Trillos, G. (2011). *Caracterización de un sitio mediante ensayo de CPTU*. Tesis de Grado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.
- Eslami, A., Moshfeghi, S., MolaAbasi, H., & Eslami, M. M. (2020). Soil behavior classification (SBC) using CPT and CPTu records. *Piezocone and Cone Penetration Test (CPTu and CPT) Applications in Foundation Engineering*, 111-144.
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*.
- González de Vallejo, L. I., & Ferrer, M. (2011). *Geological Engineering*. United States of America: Taylor & Francis Group, LLC.
- Guilcapi Soto, H. M. (2023). *Correlación geológica, geoquímica y geofísica en sistemas tipo epitermal dentro de las concesiones Tierras Coloradas 1 y Aparecida, provincia de Loja*. Proyecto de investigación presentado para obtener el grado académico de Ingeniero en Geología, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental, Quito.
- Gutiérrez González, A. C. (2002). *Metodología con redes neuronales para la clasificación de suelos por medio de sondeos CPT*. MIC-2002-II-19. Tesis de maestría en ingeniería civil, Universidad de los Andes, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Santafé de Bogotá.
- Hsein Juang, C., Zhang, J., Shen, M., & Hu, J. (2018, December 14). Probabilistic methods for unified treatment of geotechnical and geological uncertainties in a geotechnical analysis. *Engineering Geology*, 249, 148-161. Retrieved from <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.12.010>
- Huat, B. B., Toll, D. G., & Prasad, A. (2013). *Handbook of tropical Residual Soils Engineering*. New York, USA: Taylor & Francis Group.

- INIGEMM. (2017). Hoja Geológica Cariamanga escala 1:100 000. *Hoja Geológica Cariamanga escala 1:100 000, Hoja 39(Cariamanga N VII-A), 2*. Quito, Pichincha, Ecuador: Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero y Metalúrgico.
- INIGEMM. (2018). Hoja Geológica Macará escala 1:100 000. *Hoja Geológica Macará escala 1:100 000, Hoja 40(Macará N VII-C), 2*. Quito, Pichincha, Ecuador: Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero y Metalúrgico.
- Kanji, M., Manchao, H., & Ribeiro e Sousa, L. (2020). *Soft Rock Mechanics and Engineering*. Cham, Switzerland: Springer Cham. Retrieved from <https://doi.org/10.1007/978-3-030-29477-9>
- Liao, S. S., & Whitman, R. V. (1986, March). Overburden Correction Factors for SPT in sand. (ASCE, Ed.) *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373 - 377.
- López Ramírez, L. A., & Durán G., J. E. (2013). Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá. *III Seminario internacional de ingeniería sísmica y geotécnica (ISSN 2346-4119)*.
- López, R. E. (2003). *Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración*. Convenio entre las cátedra de Geotecnia de la Universidad Tecnológica Nacional, Unidad Académica Concordia y Facultad Regional Buenos Aires, Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires.
- Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice* (1st Edition ed.). London: CRC Press.
- Manzur, R. M. (2020). *Foundation Design Using Standard Penetration Test (SPT) N -Value. Bangladesh Water Development Board*.
- Martin, D., & Stacey, P. (2018). *Guidelines for Open Pit Slope Design in Weak Rocks*. Clayton South, Australia: Taylor & Francis Group.
- Martin, D., & Stacey, P. (2018). *Guidelines for Open Pit Slope Design in Weak Rocks*. Australia: CSIRO PUBLISHING.
- Mayne, P. W. (2007). *Cone penetration testing state-of-practice. NCHRP Proyect 20-05, Topic 37-14*. Final Report, IDEA and Synthesis Studies Transportation Research Board, Washington DC.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico / Diseño Sismoresistente* (Vols. Registro Oficial, Nro. 413). Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NCh 3364. (2014). *Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar*. Instituto Nacional de Normalización - INN. Santiago de Chile: Norma Chilena.
- Norbury, D., Hencher, S., Cripps, J., & Lumsden, A. (1995). The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*(28), 207-242.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering* (Vol. 2nd). New York, NY: Jhon Wiley and Sons.

- Pilatasig, L. M., Gordón, D. P., Palacios, O., & Sánchez, J. I. (2005). *PROYECTO MULTINACIONAL ANDINO: GEOCIENCIAS PARA LAS COMUNIDADES ANDINAS ECUADOR-PERÚ-CANADÁ*.
- Pope, G. (2013). Overview of Weathering and Soils Geomorphology. *Treatise on Geomorphology*, 4, 1-11. Retrieved from <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-374739-6.00056-7>
- Pope, G. A. (2013). *Overview of Weathering and Soils Geomorphology* (Vol. 4). San Diego CA: Academic Press.
- Rahardjo, H., Aung, K. K., Leong, E. C., & Rezaur, R. B. (2004, Enero 16). Characteristics of Residual Soils in Singapore as Formed by Weathering. *Engineering Geology*, 73, 157-169.
- Read, J., & Stacey, P. (2010). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. Australia: CSIRO PUBLISHING.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*(1), 151 - 158.
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46, 1337 - 1355.
- Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the CPT: an update. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*. Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing* (6ta Edición ed., Vol. Seventh edition). Signal Hill, California, Estados Unidos: Gregg Drilling LLC.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., & Greig, J. (1986, January). Use of piezometer cone data. *In Proc. of Insitu'86, Speciality Conference. ASCE*.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique* 36, No. 3, 425-447.
- SNGRE. (2019). *Encauzamiento y protección de la quebrada Las Totoras - Investigaciones complementarias e implementaciones de monitoreo*. Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias / Lombardi SA, Quito.
- Sulca Marro, E. G., Becerra Quispe, N. D., Almora Álvarez, O., Echevarría Cabrera, D. A., & Montufar Canal, K. A. (2020). *Métodos in-situ de obtención de parámetros de resistencia al corte en arcillas*. Trabajo de investigación para obtener el grado académico de bachilleres en ciencias con mención en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Canadá: John Wiley & sons.
- Townsend, F. C. (1985). Geotechnical characteristics of residual soils. *Journal of the geotechnical engineering division*, 111 (1), 77-94. Retrieved from [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:1\(77\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:1(77))
- Vásquez Guañuna, M. A. (2017). *Cartografía geoquímica multi-elemental de sedimentos fluviales. Aplicación al análisis del potencial metalogénico de la zona de Macará (Escala 1:100 000)*. TESIS, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental, Quito.