PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CARACTERIZACIÓN FÍSICA Y GEOMECÁNICA DEL SUBSUELO DEL SECTOR SUR DE QUITO Y TENDENCIA DE RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA Y LA RESISTENCIA A LA PUNTA OBTENIDA CON EL ENSAYO DE CONO DE PENETRACIÓN ESTÁTICO, EL ÍNDICE DEL MATERIAL OBTENIDO CON EL DILATÓMETRO DE MARCHETTI, Y EL NÚMERO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

AUTORES

MARÍA GABRIELA BARRERA TORRES

DANIEL STALIN MANJARRÉS JARAMILLO

DIRECTOR

Ing. JORGE DAVID ALBUJA SÁNCHEZ, MSc.

Quito, 2020

AGRADECIMIENTO

A Dios, por iluminar cada paso de mi vida con su infinito amor. Por regalarme una vida sencilla y maravillosa, permitiéndome disfrutar del azul de su cielo y del verde de sus montañas, junto con mi familia completa y bendecida por su luz.

A mis padres, Patricio Barrera Rodríguez y Marisol Torres Rodríguez, por ser los promotores de mis sueños a través de su guía y trabajo constante que me han ayudado a cumplir cada una de mis metas. Por inculcarme los valores que han permitido encaminarme hacia una vida de justicia y bondad. Los amo con todo mi corazón.

A mi hermana, María Sol, por el cuidado, apoyo y compañía que me brindó en toda mi etapa universitaria; también por ser un ejemplo de dedicación y perseverancia con los más necesitados, infundiendo en mí, un espíritu de ayuda y humanidad.

A nuestro director, Jorge Albuja Sánchez, y a nuestros lectores, Guillermo Realpe y Juan Carlos Montero, los recordaré como los mejores maestros, gracias por toda la paciencia, dedicación y el tiempo invertido en este proyecto. Además, por inspirarme con todos sus conocimientos y haber inculcado en mí el interés y amor por la Mecánica de Suelos.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y a la Facultad de Ingeniería, por permitirme conocer increíbles maestros y seres humanos, que ayudaron a forjar mi carácter y convicciones mediante enseñanzas invaluables de ciencia y compromiso social.

Al personal del Laboratorio de Materiales de Construcción, por las experiencias compartidas, y por la entrega en la ejecución de ensayos, brindándonos todos los conocimientos y facilidades para culminar con éxito esta investigación.

A todos mis compañeros y compañeras de aula que se convirtieron en mi segunda familia, gracias por su amistad y por los momentos de apoyo.

María Gabriela Barrera Torres

DEDICATORIA

A mi abuelita, Rosita

A mi abuelito, Huguito

Mis dos ángeles eternos

Con mucho amor.

María Gabriela Barrera Torres

AGRADECIMIENTO

La presente tesis no habría sido posible sin el apoyo de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, la cual mediante la colaboración de todos quienes trabajan en el Laboratorio de Suelos han aportado para la obtención de los datos indispensables para esta investigación.

Resulta importante reconocer el apoyo tanto de nuestro Director de Tesis como de los lectores del proyecto, con su experiencia y conocimiento han alimentado y pulido la investigación a través de todo el proceso.

Un especial reconocimiento merece mi amiga y compañera de este proyecto Gaby Barrera por acompañarme durante todo este arduo camino transitado a lo largo de los años de estudio e investigación, brindándome su apoyo, amistad y dedicación para lograr este gran objetivo.

A mi madre que ha sido un ejemplo de perseverancia y trabajo, su paciencia y apoyo incondicional me ha dado la fuerza para no desfallecer ni rendirme hasta lograr la meta.

Gracias a todas las personas que aportaron directa o indirectamente en la realización de este trabajo investigativo.

Daniel S. Manjarrés Jaramillo

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios por bendecirme con triunfos y momentos difíciles que me han dado la fortaleza de seguir adelante y me ha permitido llegar a este momento tan importante de mi vida.

De manera muy especial al pilar de mi vida, mi madre que me ha formado con bueno valores, hábitos y sentimientos, los cuales me han ayudado a recorrer mi vida, su amor incondicional y enseñanzas son las fortalezas para conseguir todos los objetivos planteados y sortear cualquier adversidad, a la par de esta dedicatoria una promesa de siempre estar a su lado superando los infortunios y disfrutando las alegrías futuras.

A mi familia en general por compartir conmigo buenos y malos momentos, los cuales hemos superado y superaremos juntos.

Finalmente, a las personas que me brindan amistad y fundamentalmente amor, son parte importante de una vida bendecida y afortunada que agradezco tener.

Daniel S. Manjarrés Jaramillo

RESUMEN

Esta investigación da a conocer las características físicas y mecánicas del subsuelo del sector El Rocío de Guamaní en el sur de la ciudad de Quito. Esta caracterización comprendió métodos de exploración, que incluyeron 6 perforaciones, muestreos y ensayos *in situ* tales como SPT, CPT y DMT. También se incluyeron ensayos de laboratorio como la clasificación SUCS y se realizaron 25 ensayos de compresión simple y 12 triaxiales U-U para determinar la resistencia al corte no drenado. Además, se obtuvo la estratigrafía completa en una profundidad de 30 metros. Se describe y documenta los procedimientos realizados en campo y laboratorio según las normativas vigentes correspondientes a cada ensayo. La investigación concluye con la propuesta de una ecuación que correlaciona la Resistencia al corte no drenado *Cu* obtenido de ensayos de Compresión simple con el número de golpes en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT); otra correlación con ciertas limitantes entre la Resistencia al corte no drenado *Cu* y la resistencia a la punta del Ensayo de Cono de Penetración Estático (CPT); y finalmente no se logra afirmar la correlación de Marchetti (1980) entre la Resistencia al corte no drenado *Cu* y el índice de esfuerzo horizontal del Ensayo de Dilatómetro de Marchetti (DMT). La aplicabilidad de las ecuaciones presenta limitantes que deben ser tomadas en cuenta antes de ser aplicadas en el diseño de cualquier obra civil.

Palabras clave

Correlación, SPT, CPT, DMT, resistencia al corte, suelo, compresión simple, ensayos, laboratorio, campo, triaxial.

Contenido

CAPÍTULO 1 13
1.1. ANTECEDENTES 13
1.1.1. ÁMBITO LOCAL 13
1.1.2. ÁMBITO INTERNACIONAL 15
1.2. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA 17
1.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL 17
1.2.2. GEOLOGÍA 18
1.2.2.1. Geomorfología del sur de Quito 18
1.2.2.2. Volcanismo 19
1.2.2.3. Estratigrafía 21
1.2.2.4. Litología de la subcuenca de Quito 22
1.2.2.5. Geología estructural 24
1.2.2.6. Hidrogeología 26
1.3. OBJETIVOS 29
1.3.1. OBJETIVO GENERAL 29
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 29
1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 30
1.4.1. PRIMERA ETAPA: TRABAJO DE CAMPO 30
1.4.2. SEGUNDA ETAPA: TRABAJO DE LABORATORIO 32
1.4.3. TERCERA ETAPA: PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS 33
CAPÍTULO 2 35
2.1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 35
2.1.1. MÉTODOS DE PERFORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS 36
2.1.2. MÉTODOS DIRECTOS 37
2.1.2.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA 37
2.1.2.1.1. Parámetro Nspt 38
2.1.2.1.2. Energía Incidente 40
2.1.2.1.3. Correcciones del parámetro Nspt 42
2.1.2.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO 44
2.1.2.2.1. Parámetro de Resistencia a la Punta 45
2.1.2.2.2. Parámetro de Resistencia a la Fricción 46
2.1.2.2.3. Clasificación de Suelo por el Coeficiente Punta Fricción 46
2.1.2.3. ENSAYO DEL DILATÓMETRO SÍSMICO 49
2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 50

2.2.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA 50
2.2.2. GRANULOMETRÍA 51
2.2.3. CONTENIDO DE HUMEDAD 53
2.2.4. DENSIDAD 54
2.2.5. ESTADOS DE CONSISTENCIA (LÍMITES DE ATTERBERG) 54
2.2.6. TRIAXIAL U-U 57
2.2.7 COMPRESIÓN SIMPLE 58
CAPÍTULO 3 61
3.1. ENSAYOS DE CAMPO 61
3.1.1. PERFORACIÓN CONTÍNUA 62
3.1.2. PERFORACIÓN PARA LA TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS 65
3.1.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: SPT 69
3.1.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO: CPT 73
3.1.4. ENSAYO DEL DILATÓMETRO PLANO DE MARCHETTI: DMT 76
3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 81
3.2.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA (ASTM D854) 81
3.2.2. GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (ASTM D6913) 85
3.2.3. GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO (ASTM D7928) 88
3.2.4. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216) 91
3.2.5. DENSIDAD EN LABORATORIO (ASTM D7263) 92
3.2.6. LIMITES DE ATTERBERG (ASTM D4318) 94
3.2.7. COMPRESION SIMPLE (ASTM D2166) 99
3.2.8. TRIAXIAL U-U (ASTM D2850) 101
CAPÍTULO 4 104
4.1. RESULTADOS 104
4.1.1. EXTRACCIÓN CONTÍNUA 104
4.1.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR 110
4.1.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO 114
4.1.4. ENSAYO DEL DILATÓMETRO SÍSMICO (SMDT) 116
4.3 CORRELACIONES DE LOS PARÁMETROS OBTENIDOS EN CAMPO Y LABORATORIO 140
4.3.1. Correlaciones entre el Corte No Drenado y el N_{SPT} 140
4.3.2. Correlación entre el Corte No Drenado y el CPT 149
CAPÍTULO 5 156
5.1. CONCLUSIONES 156
5.2. RECOMENDACIONES 158

BIBLIOGRAFÍA.....162
ANEXOS.....166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Compacidad de suelos. Fuente: Terzaghi & Peck (1948) modificada por Skempton (1986).....38
Tabla 2 Correlaciones entre qu y Nspt. Fuente: Terzaghi y Peck (1967).....39
Tabla 3 Correlaciones entre Nspt y Su. Fuente: Albuja (2018).....40
Tabla 4 6 Ecuaciones para el factor Cn. Fuente: González (1999).....42
Tabla 5 Factor de corrección por longitud de varilla. Fuente: ASTM D1586 (2018).....43
Tabla 6 Factor de corrección por revestimiento de muestreador. Fuente: ASTM D1586 (2018).....44
Tabla 7 Factor de corrección por diámetro del pozo.....44
Tabla 8 SBT mediante Ic. Fuente: Jefferies & Davies (1993).....48
Tabla 9 Tipos de suelo según Id. Fuente: Marchetti (1980).....49
Tabla 10 Tamaño de partículas. Fuente: ASTM D422 (2007).....52
Tabla 11 Plasticidad de suelos. Fuente: Budhu (2010).....57
Tabla 12 Relación entre consistencia y qu en arcillas. Fuente: Braja (2001).....59
Tabla 13 Tamaño de muestra que retiene el tamiz N°10. Fuente ASTM D6913.....86
Tabla 14 Masa mínima recomendada. Fuente: ASTM D 2216.....91
Tabla 15 Sistema Unificado de Clasificación de suelos.....118
Tabla 16 Hidrometrías.....118
Tabla 17 Relaciones Fundamentales.....119
Tabla 18 Número de ensayos de Compresión simple.....120
Tabla 19 Resultados de Compresión simple.....129
Tabla 20 Número de Ensayos Triaxiales U-U.....130
Tabla 21 Resultados del ensayo Triaxial U-U.....136
Tabla 22 Triaxial U-U. Resistencia al Corte No Drenado.....138
Tabla 23 Comparación entre Compresión Simple y Triaxial UU.....139
Tabla 24 Datos a correlacionar.....140
Tabla 25 Variación del Nspt dependiendo de la densidad relativa del suelo. Fuente: Bowles (1997).....160
Tabla 26 Variación de humedades.....160

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Zonificación Geotécnica del Sur de Quito. Fuente: Avilés (2013) 14
Ilustración 2 CPT vs Resistencia al corte no drenado. Fuente: Rémai, Z. (2012) 15
Ilustración 3 Resumen de resultados obtenidos de Resistencia al Corte No Drenado. Fuente: Ulloa Sáenz (2015).....16
Ilustración 4 Barrio El Rocío de Guamaní. Fuente: Google Maps 17
Ilustración 5 Punto para sondeo. Fuente: Google Maps 18
Ilustración 6 Geomorfología del Sur de Quito. Fuente: Bermúdez (2003) 19
Ilustración 7 Volcanes alrededor de Quito. Fuente: Peñafiel (2009) 20
Ilustración 8 Estratigrafía generalizada de la Cuenca de Quito. Fuente: Peñafiel (2009) 22
Ilustración 9 Esquema estratigráfico de la subcuenca del sur de Quito. Fuente: Peñafiel (2009)24
Ilustración 10 Geología Estructural de Quito. Fuente: Sánchez (2018) 25
Ilustración 11 Fallas transcurrentes y normales de la subcuenca del Sur de Quito. Fuente: Peñafiel (2009).....26
Ilustración 12 Mapa de zonificación de niveles freáticos. Fuente: Avilés (2013).....27
Ilustración 13 Mapa de Sismicidad Ecuador. Fuente: NEC-SE-DS (2014) 28
Ilustración 14 Plano de ubicación.....29
Ilustración 15 Esquema de sondeos realizados. Fuente: Elaboración propia 32
Ilustración 16 Representación de las Energías Cinética y Potencial durante el SPT. Fuente: Kovacs (1983).....41
Ilustración 17 CPT Fuente: Mayne (2007) 45
Ilustración 18 Clasificación del suelo SBT utilizando el ensayo CPT. Fuente: Robertson, Campanella & Gillespie (1986).....47
Ilustración 19 SBT a partir de ensayo CPTu. Fuente: Mayne (2007) 48
Ilustración 20 Fases del Suelo 51
Ilustración 21 Límites de Atterberg. Fuente: Braja, 2001 55
Ilustración 22 Índice de Plasticidad. Fuente: Albuja (2017).....56
Ilustración 23 Carta de plasticidad (ASTM D2487, 2000).....57
Ilustración 24 Círculo de Mohr Para ensayo Triaxial UU. Fuente: Tomás, R., Cano, M. (2013) 58
Ilustración 25 Criterio de falla en compresión simple. Fuente: Albuja (2017) 60
Ilustración 26 Provisión de agua. Fuente: Propia 61
Ilustración 27 Aseguramiento de la zona. Fuente: Propia.....61
Ilustración 28 Máquina perforadora Acker ACE. Fuente: propia 62
Ilustración 29 Tuberías HQ. Fuente: Tontandrill.....63
Ilustración 30 Perforación Continua. Fuente: propia 63

Ilustración 31 Registro de la Extracción Continua. Fuente: propia.....64
Ilustración 32 Polímeros densificadores. Fuente: propia 65
Ilustración 33 Tubo de pared delgada. Fuente: ASTM D1587 66
Ilustración 34 Tubo shelby. Fuente: propia 66
Ilustración 35 Muestreador de barril. Fuente: ASTM D2113 67
Ilustración 36 Máquina extrusora de muestra inalterada. Fuente: Propia 68
Ilustración 37 Martillo para equipo manual. Fuente: propia.....70
Ilustración 38 Cuchara partida. Fuente: ASTM D1586 (2018).....70
Ilustración 39 Muestreador de chuchara partida. Fuente: propia 71
Ilustración 40 Conteo de Número de Golpes con perforadora Acker y con equipo manual. Fuente: propia 72
Ilustración 41 Registro de muestra en la profundidad 7-7.45m. Fuente: propia 73
Ilustración 42 Prueba de Resistencia en Seco de la Clasificación Manual-Visual. Fuente: propia 73
Ilustración 43 Penetrómetro de cono tipo Begemann. Fuente: ASTM D3441 (2016) 74
Ilustración 44 Penetrómetro tipo Begemann. Fuente: propia.....74
Ilustración 45 Equipo de CPT utilizado. Fuente: propia.....75
Ilustración 46 Ensayo CPT. Fuente: propia.....76
Ilustración 47 Equipo DMT. Fuente: ASTM D6635 (2017).....77
Ilustración 48 Dilatómetro de Marchetti utilizado. Fuente: propia 77
Ilustración 49 Equipo de SDMT utilizado. Fuente: propia.....78
Ilustración 50 Ensayo SDMT. Fuente: propia 79
Ilustración 51 Principio del SDMT. Fuente: propia.....80
Ilustración 52 Generación de ondas en ensayo SDMT. Fuente: propia 80
Ilustración 53 Laboratorio de Suelos y Materiales PUCE. Fuente: propia 81
Ilustración 54 Preparación del slurry mediante dispositivo licuador. Fuente: propia.....83
Ilustración 55 Proceso de desaireación mediante bomba al vacío. Fuente: propia.....83
Ilustración 56 Material seco al horno. Fuente: propia 84
Ilustración 57 Serie de tamices. Fuente: propia.....86
Ilustración 58 Curva granulométrica. . Fuente: propia 87
Ilustración 59 Hidrómetro y sus dimensiones. Fuente: ASTM D7928 88
Ilustración 60 Cilindro de sedimentación e Hidrómetro 152 H. Fuente: propia.....88
Ilustración 61 Muestras para contenido de humedad.....92
Ilustración 62 Muestra con parafina. Fuente: propia 93
Ilustración 63 Copa Casagrande. Fuente: ASTM D4318.....95
Ilustración 64 Acanalador. Fuente: ASTM D4318 95
Ilustración 65 Preparación de la muestra para ensayos de límites. Fuente: propia.....96

Ilustración 66 Ensayo de Límite Líquido. Fuente: propia.....97
Ilustración 67 Ensayo de límite plástico. Fuente: propia 98
Ilustración 68 Máquina utilizada para ensayo de Compresión Simple. Fuente: Propia 99
Ilustración 69 Muestra tallada para compresión simple. Fuente: Propia.....100
Ilustración 70 Probeta ensayada a compresión simple. Fuente: Propia.....101
Ilustración 71 Proceso de saturación 103
Ilustración 72 Ensayo Triaxial U-U. Fuente: Propia.....103
Ilustración 73 Estratigrafía del pozo.....104
Ilustración 74 Registro de muestras para la perforación continua 109
Ilustración 75 Arena color café 126
Ilustración 76 Modos de falla. Pozo Gemelo 1.....127
Ilustración 77 Modos de falla. Pozo Gemelo 2.....128

CAPÍTULO 1
INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. ÁMBITO LOCAL

Del Sur de Quito existe abundante información geotécnica, pero enfocada al ámbito de la consultoría, mas no de la investigación. En el presente documento se pretende encontrar tendencias de relación entre distintos parámetros geotécnicos, teniendo como base una variedad de investigaciones realizadas en suelos de otras locaciones, pero con clasificación similar.

En el año 2012, el grupo ERN de Colombia (Evaluación de Riesgos Naturales) realiza la microzonificación sísmica de Quito, donde recopila datos como parte de la investigación de campo para el estudio de suelos blandos. Se realizaron los ensayos típicos de caracterización, ensayos *in situ* como SPT, Down Hole, Refracción sísmica, y ensayos de laboratorio como triaxiales, etc. Se logró estudiar el suelo desde el sector de Guamaní Alto hasta Pomasqui incluyendo los valles y alcanzando profundidades de 30 m (Aguiar, 2016).

En el año 2013, Avilés, L. realizó un estudio en su tesis CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL SUR DE LA CIUDAD DE QUITO; con el fin de conocer las propiedades de los suelos de este sector de mayor complejidad para así aportar a la implantación de proyectos civiles en esta área, puesto que un estudio geotécnico representa un pilar fundamental en la construcción al otorgar no solo seguridad y desarrollo sino también influir directamente en los costos y plazos de ejecución una vez conocidas tales características. El estudio se basa en información obtenida de 115 sondeos y 37 calicatas, las muestras fueron obtenidas en profundidades de 4 a 10 m respectivamente. Entre los resultados se obtuvieron mapas de capacidad portante, de clasificación SUCS, de zonificación de niveles freáticos, entre otros, además como resultado general, el mapa zonificación geológica-geotécnica que se muestra a continuación (Avilés, 2013).

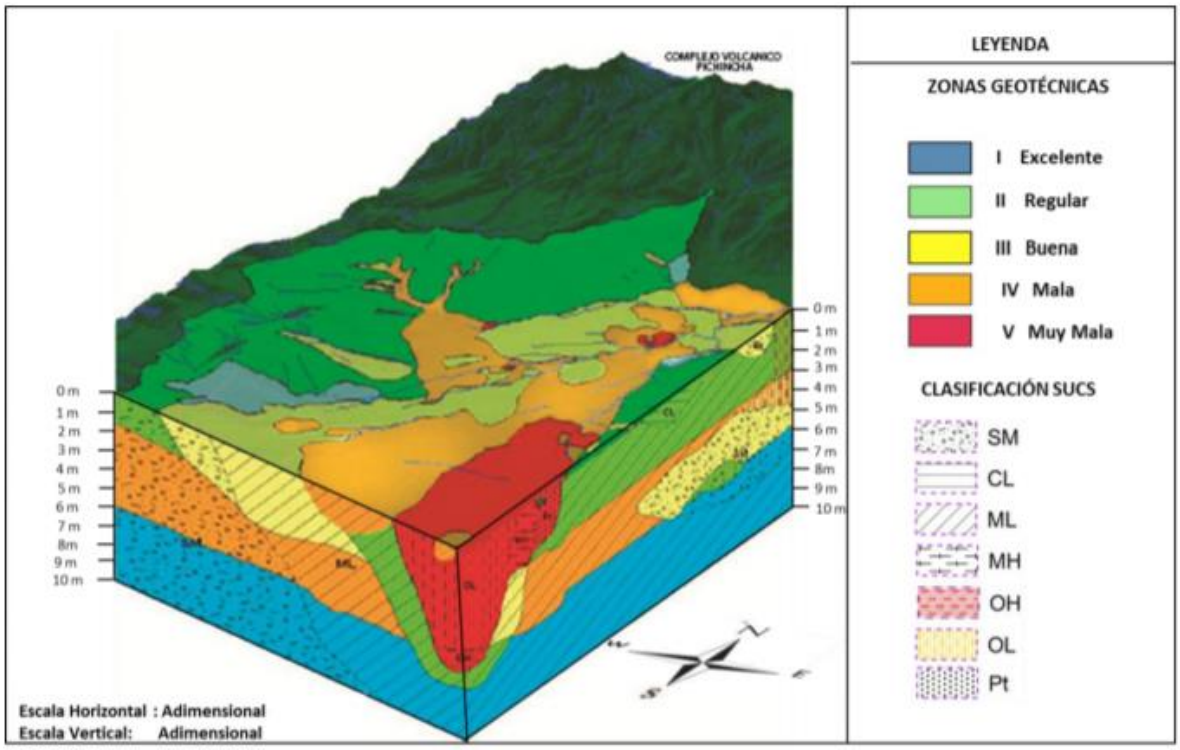


Ilustración 1 Zonificación Geotécnica del Sur de Quito. Fuente: Avilés (2013)

Tanto para el caso de ERN (2012), como para Avilés (2013), los resultados de las investigaciones tienen su aporte en la caracterización geotécnica del subsuelo del sector Sur de Quito. Interesante antecedente comparable con la investigación presente en la cual se pretende también clasificar el suelo de la misma zona, específicamente del barrio Guamaní, sin embargo, las profundidades alcanzadas no son equiparables y se debe tomar en cuenta que la recopilación de la información en la segunda investigación corresponde a distintos consultores.

En el año 2018, Albuja, J. realizó una investigación en los suelos del sector Sur de Quito en una locación denominada "El Garrochal". La investigación DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA NO DRENADA AL CORTE DE SUELOS ORGÁNICOS, MEDIANTE EL USO DEL CONO DE PENETRACIÓN ESTÁTICO Y EL DILATÓMETRO PLANO DE MARCHETTI consistió en realizar 5 ensayos de exploración in situ: 3 ensayos CPT, 1 ensayo DMT y 1 ensayo SPT y aplicar ecuaciones anteriormente propuestas para obtener la resistencia al corte no drenado; también se realizaron ensayos de compresiones simples donde se aplicó el criterio de Tresca para obtener el Cu. El resultado de la investigación fueron cuadros comparativos

entre el Cu obtenido en el laboratorio con el Cu obtenido mediante las ecuaciones propuestas y un análisis de estas correlaciones (Albuja, 2018).

La investigación de Albuja (2018) es de gran aporte debido a que este estudio tiene base en las ecuaciones recopiladas por Albuja, J. para correlacionar el corte no drenado con los ensayos *in situ* SPT, CPT y DMT.

1.1.2. ÁMBITO INTERNACIONAL

Z. Rémai, Periódico politécnico, Hungría (2012), realizó un estudio titulado: CORRELACIONES ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE Y RESISTENCIA CPT en la cual se estableció una correlación del parámetro de resistencia al corte no drenado obtenida mediante ensayos triaxiales de muestras tomadas de ocho sitios diferentes y la resistencia al cono obtenida de ensayos CPT para suelos arcillosos blandos del Holoceno en Hungría. El resultado de la investigación fue la determinación de distintos factores de cono como $N_{kt}, N_k, N_{ke}\ y\ N_{\Delta u}$. Además, se consiguió la gráfica mostrada de donde se obtuvo la pendiente de mejor ajuste ($N_{kt} = 23.1$) que correlaciona el Cu y el CPT obtenido con el método de los mínimos cuadrados.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{23.1} \qquad (1)$$

Donde, q_t es la resistencia a la punta $y\ \sigma_{vo}$ es la presión de sobrecarga.

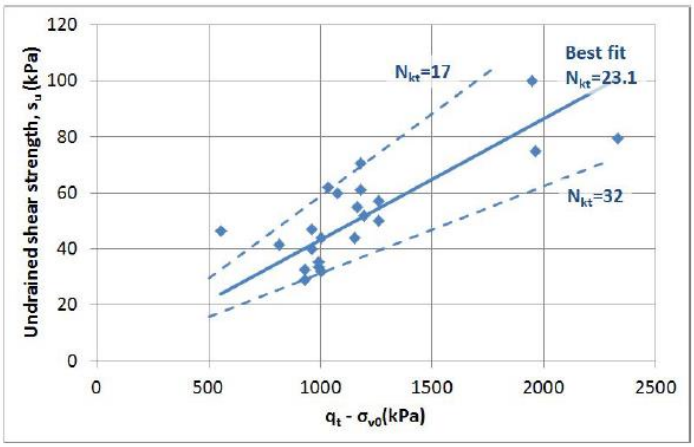


Ilustración 2 CPT vs Resistencia al corte no drenado. Fuente: Rémai, Z. (2012)

Esta ecuación sirve como guía en el análisis de la resistencia de suelos cuando no se tiene claro el parámetro Cu (Mendivil Padilla & Saavedra Jimenez, 2016). La presente investigación se basa en el método de análisis de Rémai, Z. (2012) para obtener el factor N_{kt} como parámetro indispensable en la correlación del corte no drenado y la resistencia a la punta del CPT.

En el año 2015 en Costa Rica, Ulloa, D. en su investigación COMPARACIÓN DE PROPIEDADES GEOTÉCNICAS OBTENIDAS POR MEDIO DE DISTINTOS ENSAYOS IN SITU (SDMT, CPT, PMT, SPT Y ENSAYOS DE LABORATORIO), logró estimar el valor de la resistencia al corte no drenado a través de correlaciones con el ensayo SPT y DMT mediante el análisis en 3 zonas. Las siguientes gráficas muestran los resultados obtenidos de la investigación (Ulloa Sáenz, 2015)

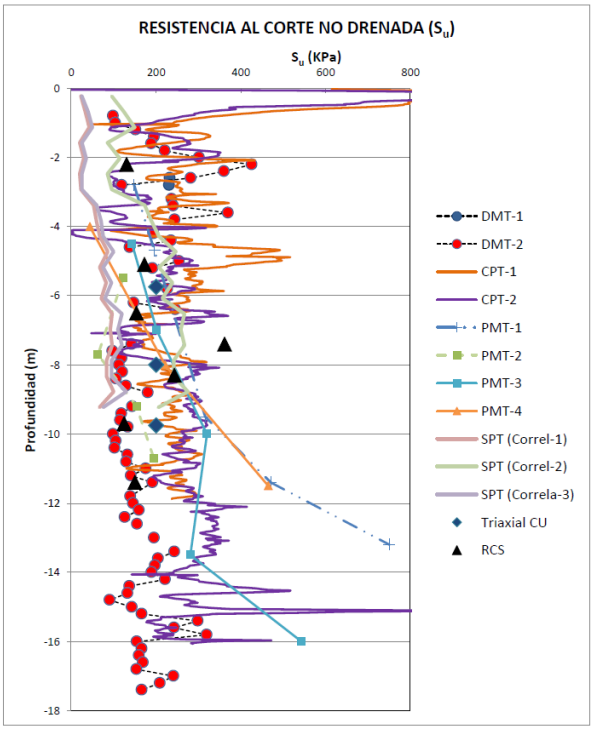


Ilustración 3 Resumen de resultados obtenidos de Resistencia al Corte No Drenado. Fuente: Ulloa Sáenz (2015)

Del trabajo de Ulloa S. (2015) y de las demás investigaciones internacionales, sobre todo, se desprende que, en condiciones geológicas similares, se ha comprobado que sí existe relación entre los parámetros estudiados-

1.2. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

1.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

La ubicación del Ecuador está entre las coordenadas Longitud: O77°30'0" Latitud: S2°0'0" en América del Sur. La ciudad de Quito se encuentra ubicada en el valle de Quito perteneciente a la hoya de Guayllabamba. Está localizada prácticamente en la línea ecuatorial a 0°10’ de latitud Sur. La presente investigación se basa en un punto ubicado en el sector Sur de la ciudad de Quito, específicamente en el Barrio El Rocío del sector Guamaní. Guamaní es una parroquia que pertenece al cantón Quito. Se encuentra limitada al Norte por las parroquias La Ecuatoriana y Quitumbe, al Este por la parroquia Lloa, al Oeste por Turubamba, y al Sur por el Cantón Mejía.

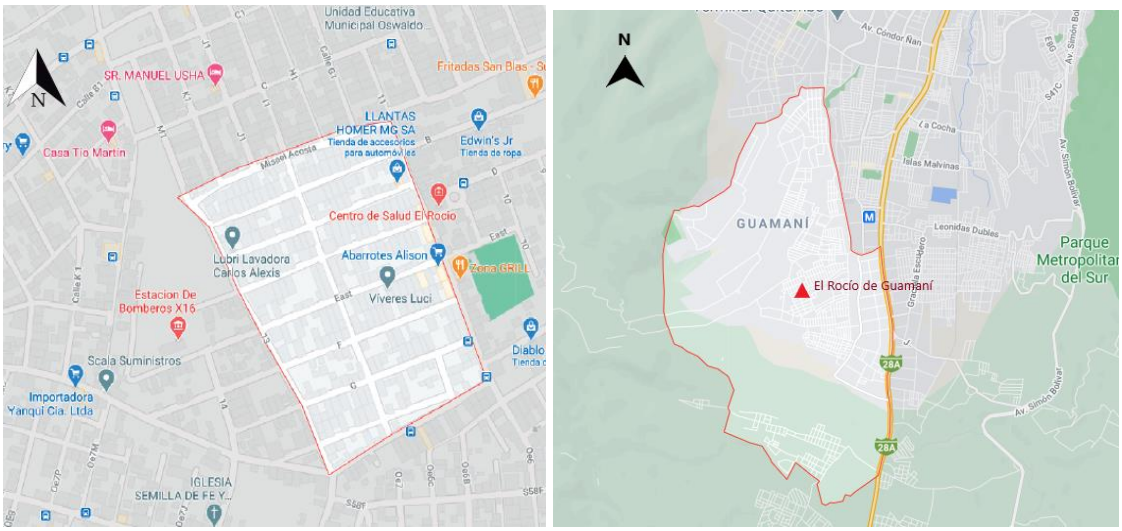


Ilustración 4 Barrio El Rocío de Guamaní. Fuente: Google Maps

El punto de estudio tiene las coordenadas UTM 9962442N 771098E, el siguiente mapa obtenido de Google Maps muestra el punto en el barrio El Rocío donde se realizaron varios sondeos para la presente investigación.



Ilustración 5 Punto para sondeo. Fuente: Google Maps

1.2.2. GEOLOGÍA

1.2.2.1. Geomorfología del sur de Quito

La topografía de Quito marca una dirección aproximada Norte-Sur con una forma alargada y con un ancho máximo de 6 km. Su forma encerrada se debe a las estribaciones formadas por la cordillera de los Andes. Las principales geoformas encontradas en la ciudad son resultado de la actividad volcánica. El sistema de fallas inversas de Quito ha provocado una serie de lomas con dirección N-NNE. Está conformado por la subcuenca centro-norte y la subcuenca sur, divididas por el Panecillo y el río Machángara (Aguiar, 2016).

La siguiente ilustración define la geomorfología del Sur de Quito.

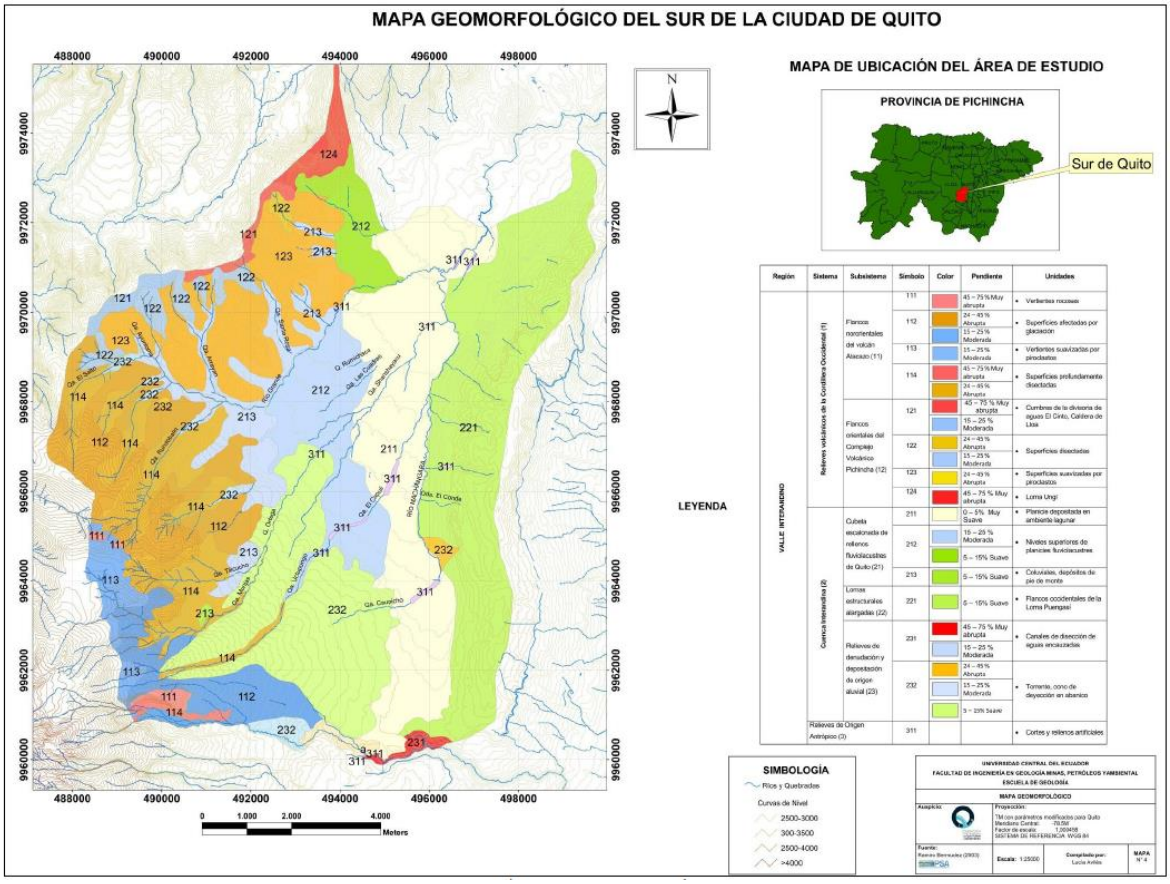


Ilustración 6 Geomorfología del Sur de Quito. Fuente: Bermúdez (2003)

Bermúdez (2003) identificó tres sistemas geomorfológicos principales en el Sur de Quito, estos son Relieves Volcánicos de la Cordillera Occidental, Cuenca Interandina y, Relieves de Origen Antrópico, indicados en la Ilustración 6. El sector de Guamaní está ubicado en el suroeste del Sur de Quito, por lo tanto, se identifican principalmente pendientes entre 15 y 25% (moderadas), aunque en ciertos lugares las pendientes son entre 45 y 75% calificándose como abruptas. La mayoría corresponde a subsistemas de relieves de denudación y depósitos de origen aluvial. (Bermúdez, 2003)

1.2.2.2. Volcanismo

Quito se encuentra limitada al Este por un sistema de fallas a 300 m sobre el Valle Interandino. A su alrededor existen varios volcanes tales como el Casitagua, Corazón, Rucu Pichincha, Pululahua, Guagua Pichincha, Atacazo-Ninahuilca; estos últimos tres en estado activo. Hay un gran riesgo de sismos impulsivos debido a las llamadas Fallas Ciegas, en el sector Sur de la ciudad estas incumben a la loma Ilumbisí-Puengasí (Aguiar, 2016).

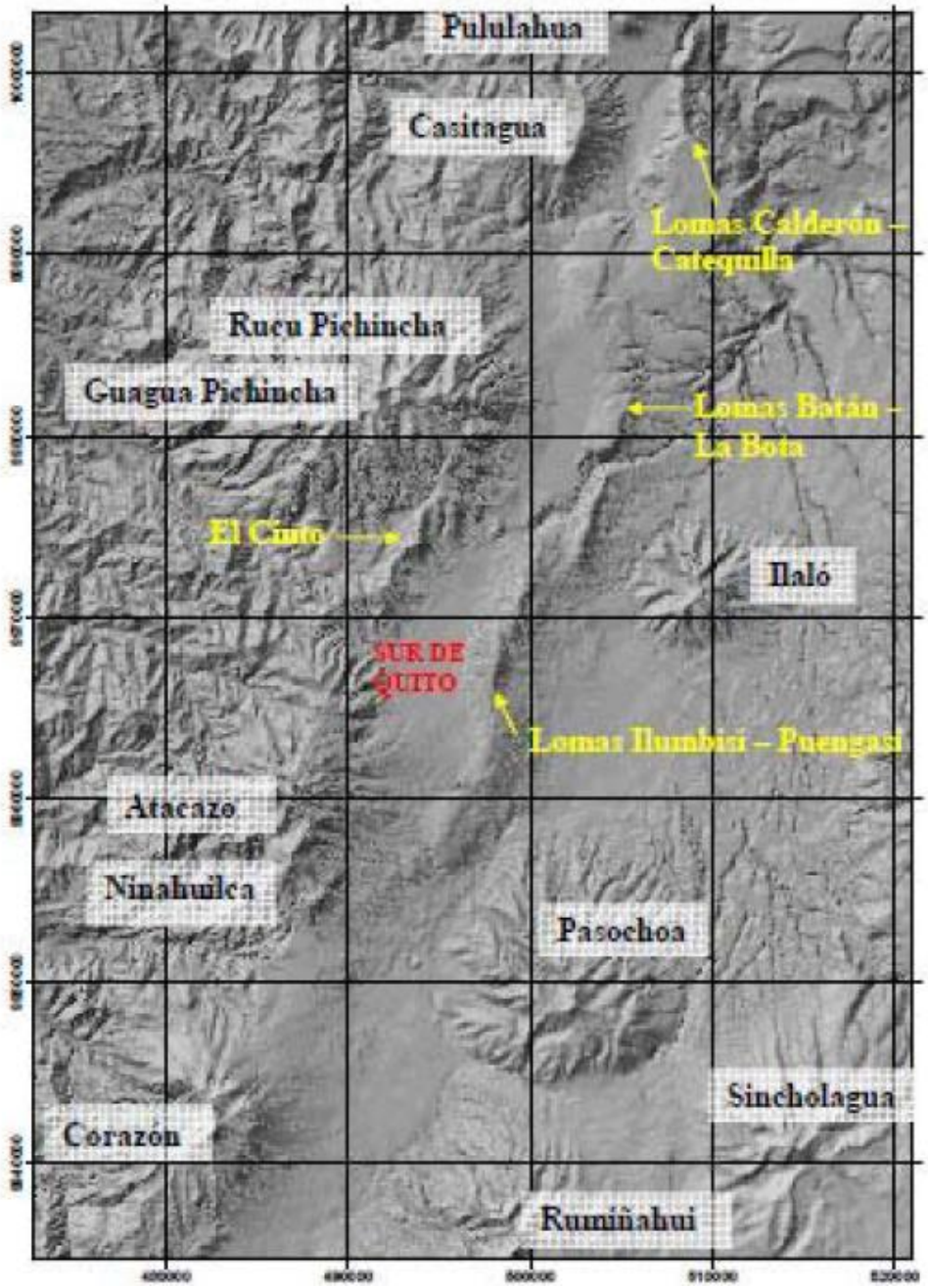


Ilustración 7 Volcanes alrededor de Quito. Fuente: Peñafiel (2009)

En Ecuador las evidencias muestran que el volcanismo se desarrolló a partir del Plioceno (5-2 millones de años atrás), como consecuencia de la subducción de placas que dieron origen al llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, siendo un arco volcánico con 80 km de ancho. El volcanismo cuaternario desarrolló estratovolcanes con edades inferiores a los 1.3 Ma con productos compuestos por flujos de lava, piroclásticos y domos de composición dacítica a riolítica. Al oeste de la ciudad de Quito existen sistemas volcánicos muy probablemente

responsables de los sedimentos de la ciudad, estos son el Complejo Volcánico Pichincha (CVP) y el Complejo Volcánico Atacazo-Ninahuilca (CVAN) (Peñafiel A., 2009).

El Complejo Volcánico Pichincha CVP está compuesto por dos estratovolcanes (Rucu Pichincha y Guagua Pichincha) y un edificio basal (El cinto) al cual se le ha establecido una edad pre-Holoceno según Samaniego (2006); este edificio basal separa el valle del río El cinto y la cuenca de Quito, tal como se muestra en la ilustración 6. El CVAN por otro lado, está compuesto por dos edificios (La Carcacha y Atacazo) y por domos externos e internos, la formación empezó con La Carchaca hace 1.29 Ma aproximadamente (Peñafiel A., 2009).

1.2.2.3. Estratigrafía

Los sedimentos depositados en la cuenca de Quito corresponden a la edad del Pleistoceno medio y se han agrupado en dos formaciones: Machángara y Cangahua.

La formación Machángara a su vez está conformada por los miembros Volcánicos Basales y el miembro Quito. El primero tiene un espesor mayor a los 80 m en el centro de la cuenca y está constituida por flujos piroclásticos, pómez y ceniza expulsados por el CVP y el CVAN. El miembro Quito tiene un espesor aproximado de 300 metros en su punto más profundo, está conformado por flujos de lodo y arena; estudios demuestran que al oeste se encuentran sedimentos gruesos y al este depósitos finos; en sentido norte-sur se encuentran depósitos de debris Flow y lahares siendo proximales hacia el sur y distales al norte; a esta formación se le atribuye la edad de Pleistoceno superior (Peñafiel A., 2009).

La formación Cangahua tiene un espesor que varía entre 14 y 40 metros y su edad se le atribuye al Holoceno por pertenecer a los 10 y 120 mil años AP. En esta formación se distinguen dos tipos de cangahua: primaria, que se refiere a la que ha sido sedimentada *in situ* y la secundaria que se refiere a la retrabajada, es decir que ha sido transportada y sedimentada en un lugar diferente. Los depósitos de la formación Cangahua son principalmente depósitos de ceniza, polvo volcánico, tobas, pómez y flujos de lodo (Peñafiel A., 2009).

Además de las dos formaciones, estudios sugieren una formación adicional superficial de edad holocénica conocida como los Depósitos de La Carolina. Está compuesto por limos, arcillas, arenas e intercalaciones de cenizas y pómez, estos sedimentos son depositados mediante ambientes fluviales, lacustres y palustres. En la base del depósito existen cenizas que presentan material de carbono 14 con edad aproximada de 7000 años AP (Alvarado, 1996). Su espesor es de por lo menos 14 metros en las partes altas en la subcuenca Norte y un poco menos desarrollada hacia la cuenca Sur. (Villagómez, 2003)

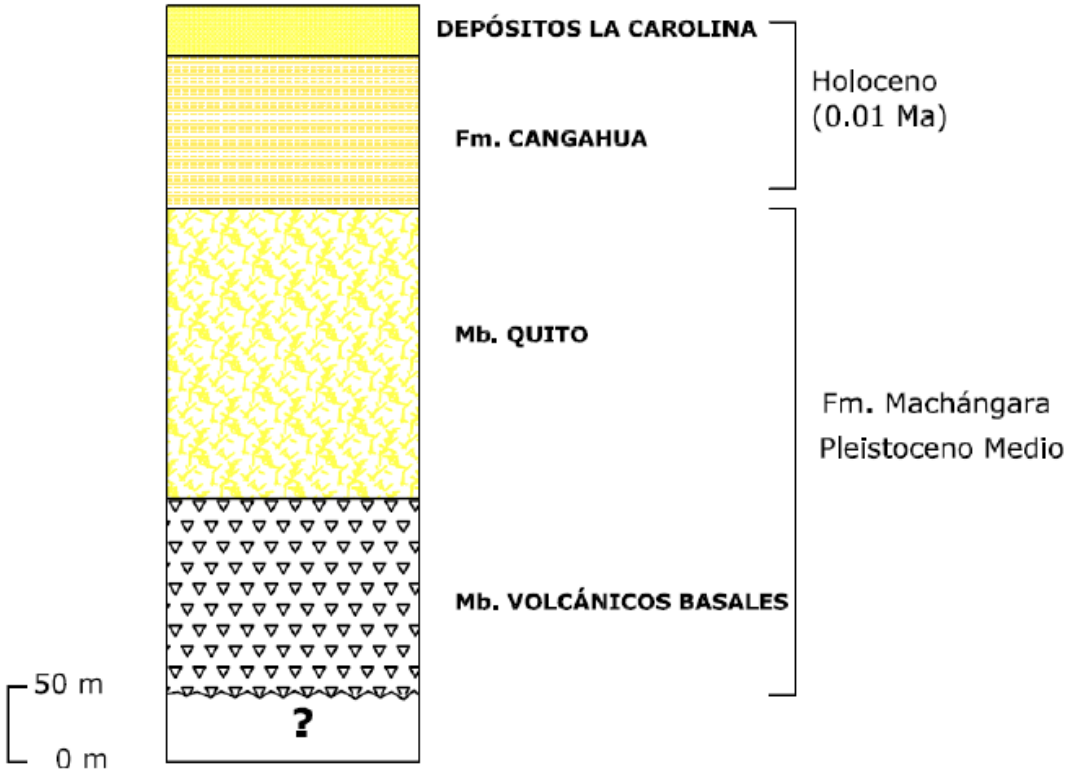


Ilustración 8 Estratigrafía generalizada de la Cuenca de Quito. Fuente: Peñafiel (2009)

1.2.2.4. Litología de la subcuenca de Quito

La subcuenca correspondiente al Sur de Quito tiene un área que abarca casi los 128 km2 de donde se desprenden tres rasgos morfológicos: Flancos orientales, Valle del Sur de Quito y la Loma de Puengasí. Los materiales depositados en este sector corresponden a tres litologías. Primero, la unidad de Basamento, con depósitos de andesita y textura afanítica, resultado de flujos de lava, lodo, brechas volcánicas provenientes del complejo volcánico Atacazo-Ninahuilca y Pichincha; a

estos depósitos se los considera en edad del Pleistoceno medio, siendo miembro Volcánicos Basales de la formación Machángara. Segundo, la unidad Volcanosedimentaria Guamaní, contiene depósitos de flujos piroclásticos, pómez, ceniza y tobas blancas; se caracteriza por la estructura porosa y baja densidad; se le atribuye una edad entre 410 y 70 Ka. Tercero, la unidad Fluvio-Lacustre El Pintado, conformado por depósitos de ambiente fluvial y lacustre que concluyen en areniscas finas, arcillas; también se encuentran depósitos de arenas y areniscas; se cree que su depósito es contemporáneo con la unidad Volcanosedimentaria Guamaní (Peñafiel A., 2009).

Esquema de la estratigrafía general

En su investigación, Peñafiel (2009) realiza una correlación entre la información estratigráfica obtenida de distintos pozos correspondientes a investigaciones de Alvarado (1996) y Villagómez (2003) para obtener un contexto geológico definido y resultando en la siguiente ilustración.

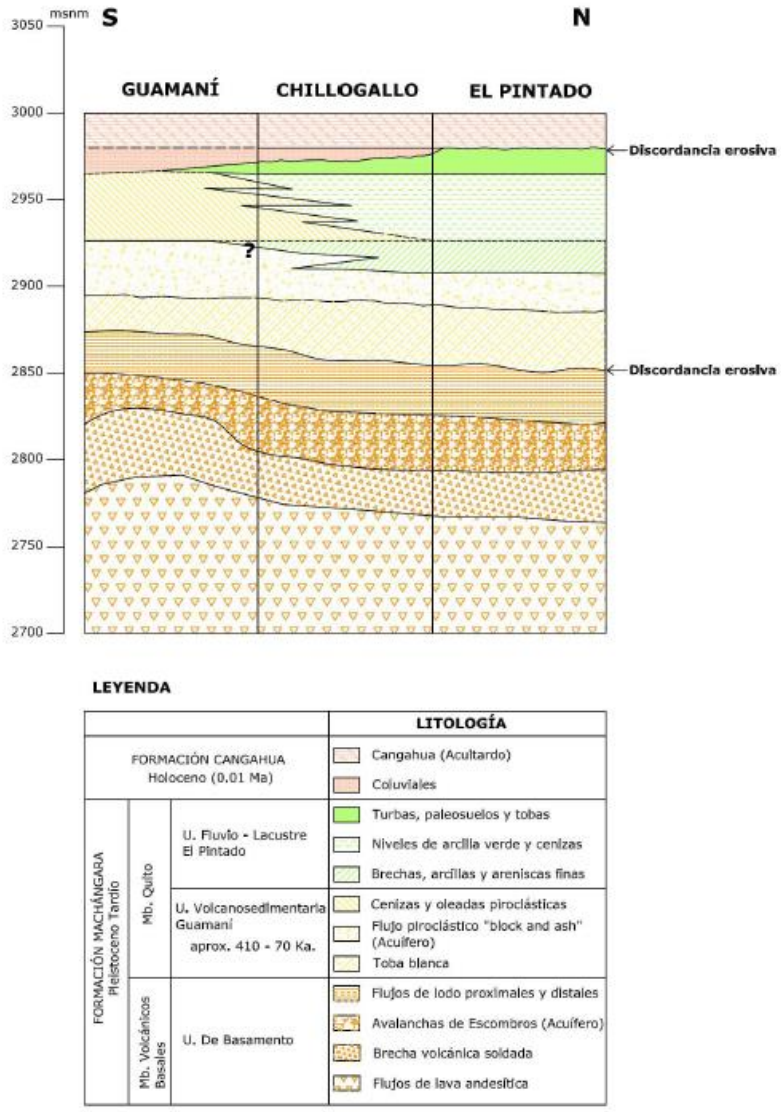


Ilustración 9 Esquema estratigráfico de la subcuenca del sur de Quito. Fuente: Peñafiel (2009)

1.2.2.5. Geología estructural

La ciudad de Quito está ubicada en un valle de forma longitudinal con un terreno que presenta grandes irregularidades. En casi toda su extensión presenta fallas de empuje y de deslizamientos que se encuentran en varias direcciones. Las colinas principales de la ciudad son resultado de un proceso estructural de fallas de empuje en dirección E-O y viceversa, tales son los anticlinales como: El Tablón, San Miguel, Puengasí, Ilumbisi-El Batán-La Bota, El Colegio-El Inca y Catequilla-Bellavista (Sánchez, 2018).

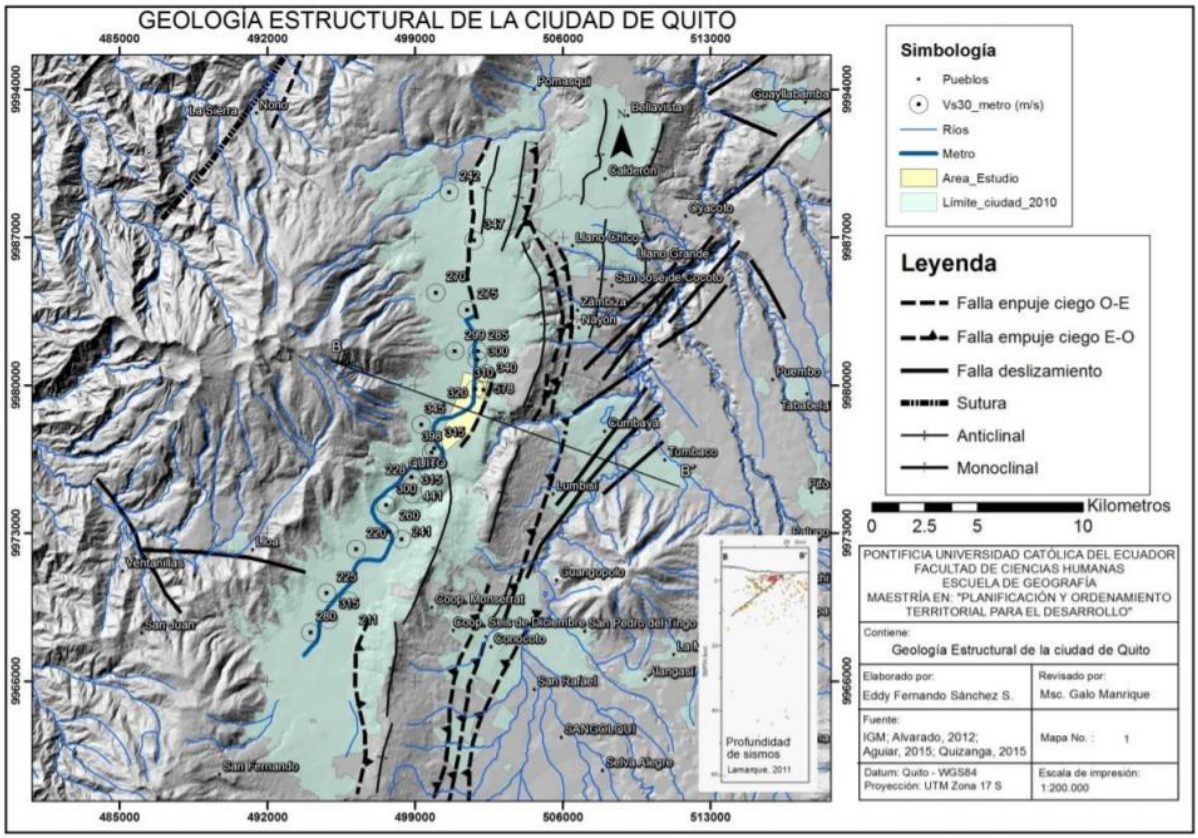


Ilustración 10 Geología Estructural de Quito. Fuente: Sánchez (2018)

La antiforma Ilumbisí-Puengasí con dirección N-NNE con extensión aproximada desde el río Machángara hasta Tambillo muestra evidencia de actividad tectónica que concluye en fallas transcurrentes y fallas normales. Las fallas transcurrentes se ubican en el norte afectando a la formación Machángara en el sector de Guápulo, tienen dirección E-O. Las fallas normales se ubican en el sur, son visibles en la quebrada Saguachi como tres conjuntos afectando a los depósitos de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní y Unidad Basamento con distintos rumbos y además afectando a la formación Cangahua. La ilustración 10 muestra esquemáticamente el sistema de fallas transcurrentes y normales de la subcuenca del sur de Quito (Peñafiel A., 2009).

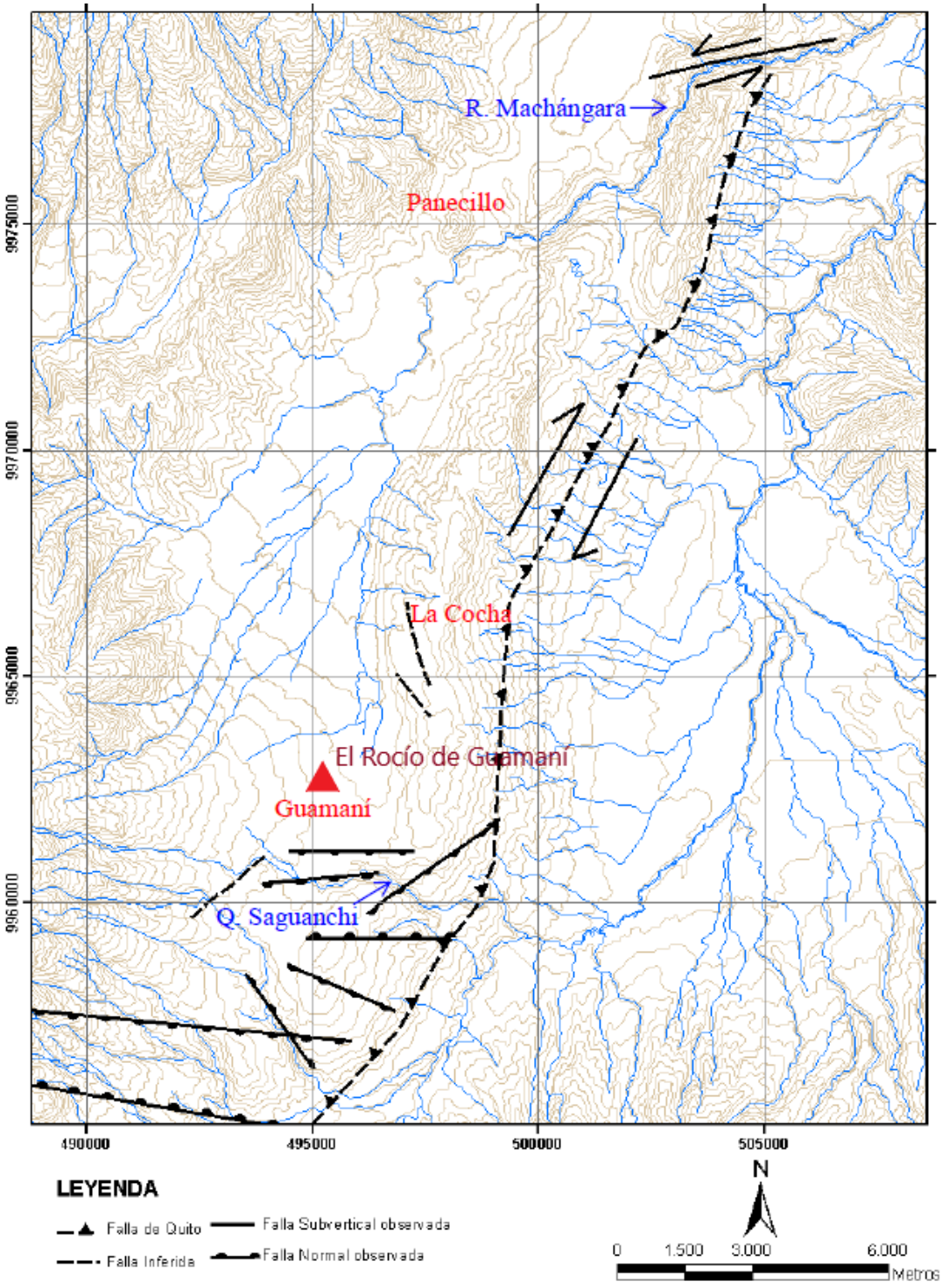


Ilustración 11 Fallas transcurrentes y normales de la subcuenca del Sur de Quito. Fuente: Peñafiel (2009)

1.2.2.6. Hidrogeología

En Quito existen dos acuíferos independientes y separados por una zona impermeabilizada a la altura del Panecillo, uno en la parte Norte y otro en el Sur. La cuenca de alimentación del acuífero Sur viene del río Machángara y tiene un área de 127 km^2. Este acuífero está compuesto por tres

niveles que son: un acuitardo, un acuífero superior y uno inferior. Se divide en dos subsectores: Yacimiento el Pintado y Yacimiento Guamaní. (Avilés, 2013)

El Yacimiento Guamaní corresponde al sector en estudio. Este yacimiento tiene un área de tránsito de37.09 km^2 y un área de recarga de 43.53 km^2, proviene de los flancos occidentales del complejo volcánico Atacazo. El acuitardo tiene una dirección N-NE con descarga en el Río Machángara, se encuentra entre los 2865 y 2993 m.s.n.m; el acuífero superior es semiconfinado con un espesor aproximado de 48m y dirección NNE-E, su nivel freático está entre 2790 y 3030 m.s.n.m.; el acuífero inferior es confinado, tiene un espesor de más de 50 m y está ubicado en una profundidad de 120 m. (Avilés, 2013)

En Guamaní existen varias vertientes que afloran, lo que indica que los niveles freáticos se encuentran en la superficie. (Peñafiel A., 2009). El siguiente mapa muestra los niveles freáticos del Sur de Quito obtenido con información recolectada de 115 perforaciones. Para el sector de estudio los niveles se encuentran en profundidades superiores a los 10 metros de profundidad, es decir que según la investigación del mapa no se llegó a detectar el NF.

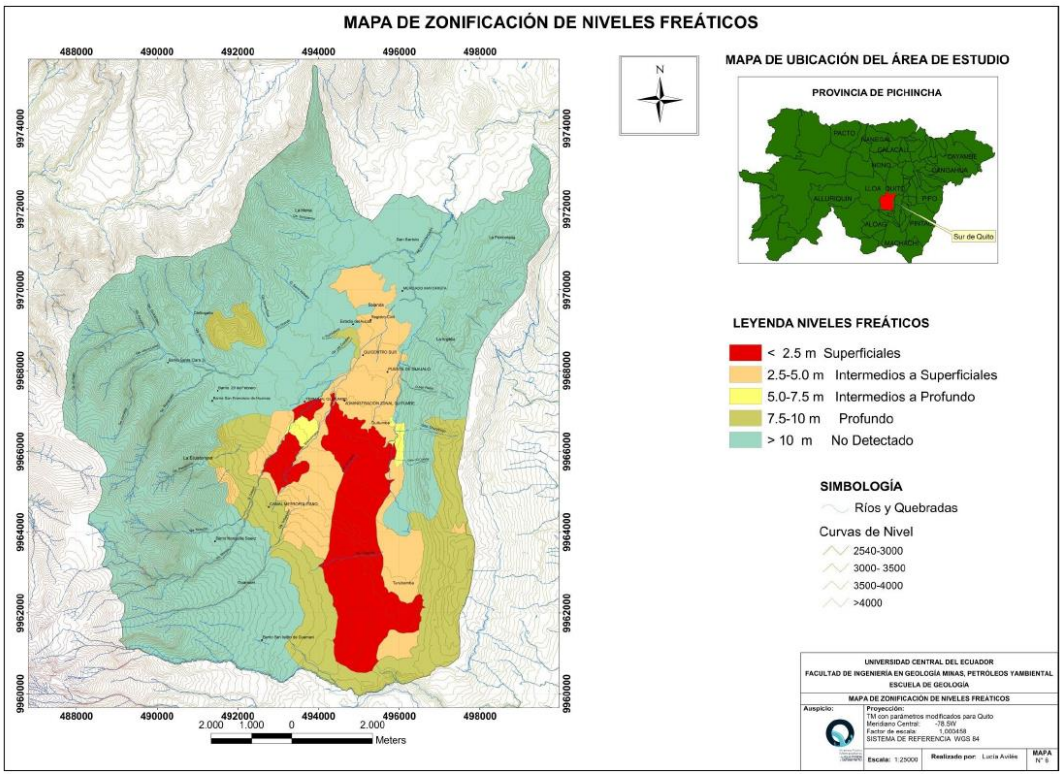


Ilustración 12 Mapa de zonificación de niveles freáticos. Fuente: Avilés (2013)

1.2.2.7. Sismicidad

En el país existen seis zonas sísmicas para el diseño de construcción, cada una diferenciada por un factor de aceleración máxima en roca esperada, conocido como Factor Z y expresada como fracción de la gravedad. Ecuador está catalogado con amenaza sísmica alta en la mayor parte de su territorio, excepto el territorio nor-oriente con amenaza sísmica intermedia y el territorio litoral con amenaza sísmica muy alta. Tal como lo muestra la ilustración siguiente, la ciudad de Quito (incluyendo la zona de estudio) está catalogada con un factor Z=0.4g, por lo tanto, con sismicidad alta, según la NEC de Peligro Sísmico. (NEC-SE-DS, 2014)

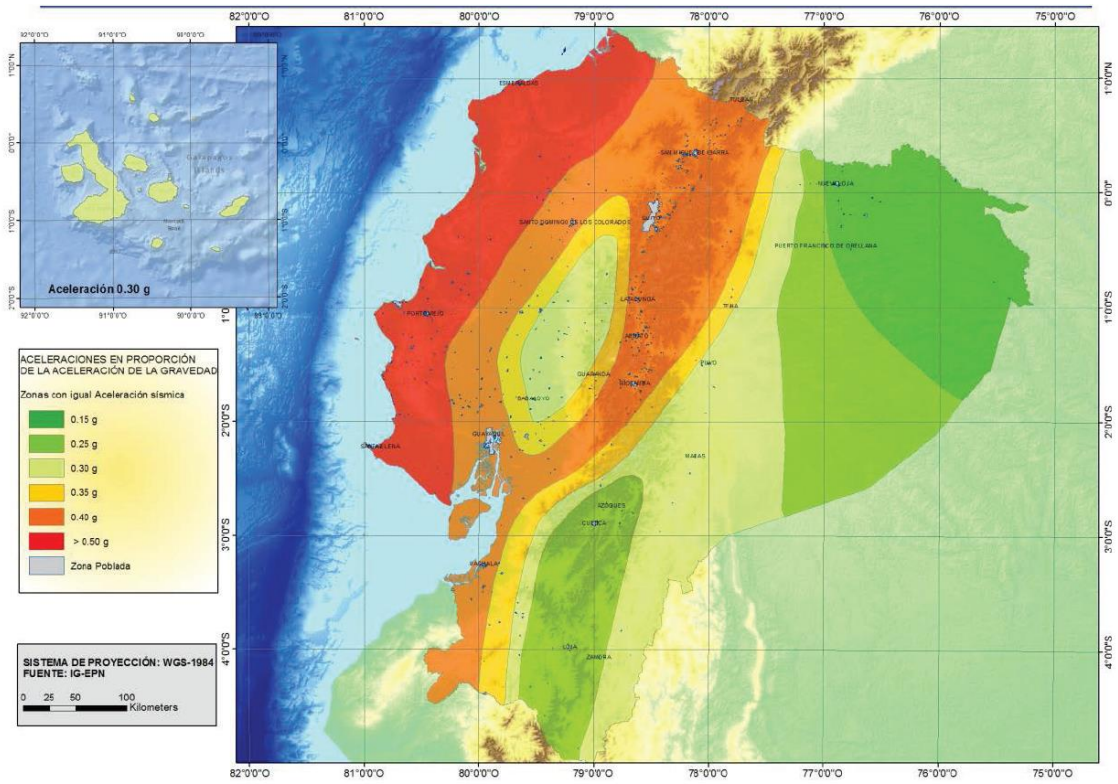


Ilustración 13 Mapa de Sismicidad Ecuador. Fuente: NEC-SE-DS (2014)

La principal fuente de la energía sísmica en el país se debe a la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana que conduce a la actividad volcánica en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico del cual es parte nuestro país; además, la región Sierra está compuesta por todo un sistema de fallas complejo responsable de sismos importantes en ciertas zonas del país. (Avilés, 2013)

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Caracterización física y geomecánica del subsuelo en coordenadas UTM 9962442N 771098E, que se ubica en el sector de Guamaní en el Distrito Metropolitano de Quito.



Ilustración 14 Plano de ubicación

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la estratificación y de esta clasificar el material muestreado en el sector de Quitumbe.
- Verificar la tendencia de relación entre el corte no drenado de laboratorio con el *Nspt* (Ensayo SPT) a través de ecuaciones mencionadas existentes en la bibliografía.
- Verificar la tendencia de relación entre el corte no drenado de laboratorio con el *qc* (Ensayo CPT) a través de ecuaciones mencionadas existentes en la bibliografía.
- Verificar la tendencia de relación entre el corte no drenado de laboratorio con el *Kd* (Ensayo SDMT) a través de ecuaciones mencionadas existentes en la bibliografía.

1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La caracterización física y geomecánica del punto establecido es parte del proyecto de Microzonificación Sísmica de Quito que se ejecuta dentro del convenio tripartito de cooperación técnica entre el Gobierno Autónomo Descentralizado del Distrito Metropolitano de Quito, el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, N° SGSG-AG-2018-068.

Uno de los objetivos del proyecto es obtener la estratigrafía y propiedades físicas de los suelos del sector Sur de Quito, para esto se han establecido distintos puntos que abarcan toda el área sur de la ciudad y de los cuales uno ha sido asignado a esta investigación. Este punto tiene coordenadas UTM 9962442N 771098E y dentro del proyecto se denomina “Pozo 2”.

Adicionalmente al proyecto, en esta investigación se propone también obtener una tendencia de relación entre la resistencia al corte no drenado tanto con el número de golpes del SPT, con la resistencia a la punta del CPT y con el índice del material del SDMT. También se planteará la obtención de Cu mediante correlaciones semi empíricas existentes en la bibliografía, y comparar los mismos con los valores obtenidos en laboratorio con el fin de validar las mismas.

La gran cantidad de información recolectada permitirá establecer varias correlaciones, incluyendo las propiedades físicas; esta investigación no se limita a un número exacto de estas, sino que su alcance se expande a las más relevantes dentro de un estudio geotécnico.

El proceso consiste en la obtención de datos mediante ensayos de campo y ensayos de laboratorio, con muestras alteradas e inalteradas siguiendo los procesos técnicos establecidos en las normativas correspondientes.

1.4.1. PRIMERA ETAPA: TRABAJO DE CAMPO

Para esta investigación se realizaron 6 sondeos en el punto específico asignado de la zona.

El primer sondeo corresponde a una prospección a rotación que permite la obtención de todo el perfil estratigráfico o la extracción de una muestra completa, de manera continua dentro de un

barril, que tiene como objetivo generar la conformación estructural del suelo hasta una profundidad de 30 metros. Con esta perforación, en un primer punto, se hace un análisis visual general de la estratigrafía obtenida para optimizar las subsiguientes perforaciones.

El segundo sondeo es una perforación tipo rotación-percusión con ensayo de Penetración Estándar (SPT) utilizando un martillo Safety, y cada metro toma de muestras alteradas mediante la cuchara partida. Con este ensayo se plantea obtener el Nspt normalizado a cada metro hasta una profundidad de 30 m. La profundidad de investigación se extendió hasta los 19 metros, debido a la resistencia de los estratos siguientes. De cada metro se recuperó muestras para la respectiva clasificación Manual-Visual. La información queda registrada en los logs de perforación mostrados en Anexos.

El tercer y cuarto sondeo corresponden, a dos prospecciones gemelas que permiten la obtención de muestras inalteradas mediante la extracción a presión con tubos de pared delgada tipo *Shelbys* hasta donde la estratigrafía lo permita, y el resto mediante barril. Se logró obtener muestras hasta los 17 m de profundidad que posteriormente serán ensayadas en laboratorio para precisar la investigación.

El quinto sondeo corresponde a una prospección mediante el Ensayo de Penetración de Cono (CPT), obteniendo esencialmente valores de resistencia a la punta, cada 20 cm, datos que se cotejarían con los parámetros obtenidos mediante los sondeos anteriores en las profundidades definidas. La estratigrafía permitió alcanzar una profundidad de 14.2 metros.

El sexto sondeo, es una prospección mediante el Ensayo de Resistencia Lateral (DMT), en el que se obtiene los índices propuestos por Marchetti. Debido a la resistencia a la penetración de la sonda, el ensayo no llegó más allá de los 11 m de profundidad. De igual manera los datos que se obtengan se cotejarán con los parámetros de los sondeos anteriores, con el objetivo de comprobar tendencias de relación entre las mismas.

Ensayos de campo

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT): ASTM D1586

- Ensayo de Penetración de Cono (CPT): ASTM D3441
- Ensayo del Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT): ASTM D6635
- Clasificación del suelo Manual-Visual: ASTM D 2488
- Muestreo con tubo de pared delgada (Shelby): ASTM D1587
- Perforación y muestreo para núcleos de roca: ASTM D2113

Además, para preservar correctamente las muestras antes de entregarlas al laboratorio, se siguen también las normativas mencionadas a continuación.

- Preservación y transporte de muestras: ASTM D4220
- Registro de campo de exploraciones para suelo y roca: ASTM D5434

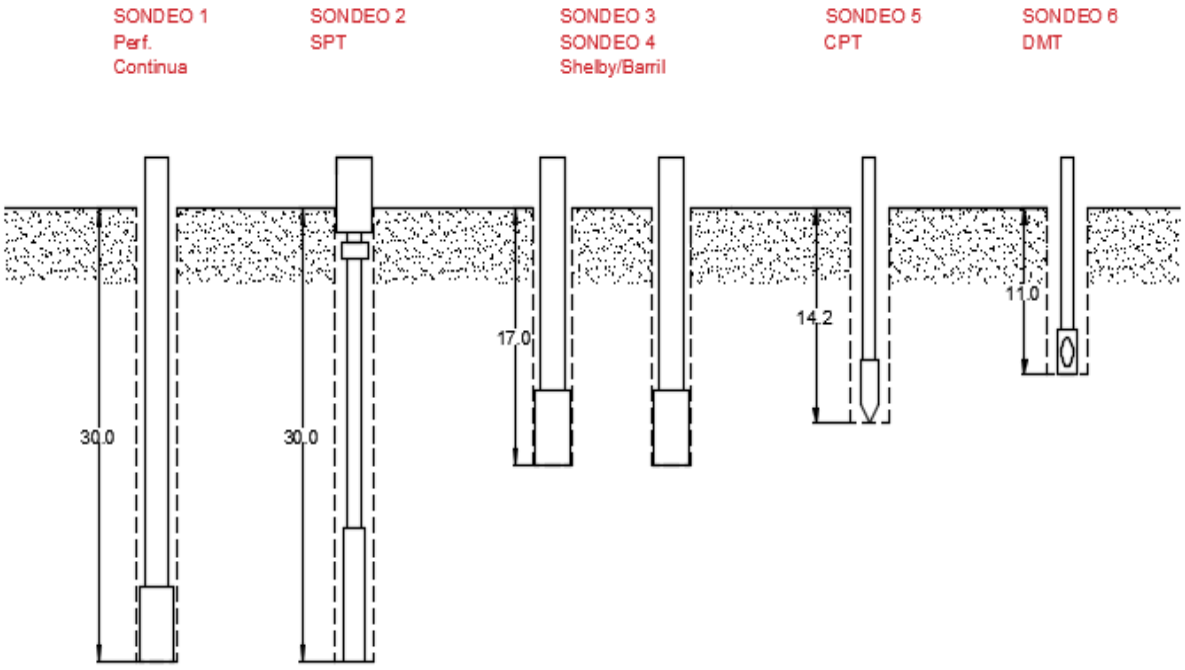


Ilustración 15 Esquema de sondeos realizados. Fuente: Elaboración propia

1.4.2. SEGUNDA ETAPA: TRABAJO DE LABORATORIO

El trabajo de laboratorio consiste en la validación del tipo de suelo recolectado, mediante el procesamiento de las muestras al aplicar una serie de ensayos pertinentes y normados. Cada ensayo detalla una característica específica del suelo que servirá para después, en conjunto definir el comportamiento físico y mecánico del suelo. Además, los resultados sirven como base para la

comparación y correlación final entre los parámetros obtenidos de los diferentes ensayos tanto de campo como de laboratorio planteados.

Los ensayos por realizarse se detallan a continuación con su respectiva normativa vigente para su procedimiento.

Propiedades físicas

- Granulometría por Tamizado: ASTM D6913
- Granulometría por Hidrómetro: ASTM D7928
- Clasificación del suelo (SUCS): ASTM D2487
- Contenido de humedad: ASTM D 2216
- Densidad: ASTM 7263.
- Límites de Atterberg: ASTM D 4318.
- Gravedad Específica: ASTM D8540

Propiedades geomecánicas

- Resistencia a la compresión simple: ASTM D2166.
- Resistencia a la Compresión Triaxial No Consolidado – No Drenado para suelos cohesivos: ASTM D2850

1.4.3. TERCERA ETAPA: PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La tercera etapa consiste en el estudio de los datos y la información obtenida en la primera y segunda etapa de la investigación, para lo cual se sigue el procedimiento de ordenar, procesar, interpretar e integrar cuantitativa y cualitativamente los parámetros antes descritos.

El procesamiento de la información empieza por la elaboración de una base de datos utilizando distintas herramientas electrónicas como Microsoft Excel, Matlab, AutoCAD, entre otras; para procesarla de manera dinámica y expedita. La base de datos contendrá toda la información

respetiva del lugar en estudio, tales como perforaciones, tomas de muestra, resultados de ensayos de laboratorio, perfiles geotécnicos, parámetros obtenidos de los ensayos de campo, entre otros.

Por último, se aplicarán las teorías apropiadas para encontrar las tendencias y correlaciones planteadas en esta investigación. Se parte de la Resistencia al Corte No Drenado obtenida del ensayo de Compresión Simple para relacionar, tanto con los parámetros de cada ensayo *in situ*, como con las resistencias al corte no drenado obtenido de los mismos parámetros mediante correlaciones existentes en la bibliografía.

CAPÍTULO 2
MARCO TEÓRICO

2.1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Mediante una exploración del subsuelo se llega a conocer y comprender la geología y las condiciones del terreno. La identificación de estratos, características físicas, factores geomorfológicos, hidrogeológicos, deslizamientos, resultados de pruebas, etc., sirven como resultado de una exploración completa de subsuelo donde tal información puede ser utilizada para generar modelos y planos geológicos cuyo fin sea el diseño. La amplitud y complejidad del estudio dependerá de la importancia y magnitud del proyecto en cuestión, pues no existe medida exacta para el número y profundidad de perforaciones (Bell, 2006).

La exploración de subsuelo comprende etapas en las que el ingeniero a cargo debe tener conocimiento del área que se va a explorar, es decir, contar información preliminar que le permita tener una idea general de la topografía y tipo de suelo a trabajarse, así como del proyecto a implementarse en el área de estudio. Además, es necesario realizar un reconocimiento del sitio mediante inspección visual de la estratificación en cortes cercanos, marcas de agua en edificaciones, etc., con el fin de ampliar la información. La investigación de sitio consiste en planear y ejecutar perforaciones para recolectar muestras que serán ensayadas, el número y profundidad de perforaciones tendrá base en normas técnicas tales como la American Society of Civil Engineers (ASCE), la Norma Ecuatoriana de la Construcción: Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM), etc., y con base en el criterio del ingeniero geotécnico (Braja, 2001).

Para fines de investigación esta exploración permite estudiar lo que en estadística se conoce como muestra. En este contexto, la muestra debe ser una parte representativa de toda la zona y para esto es necesario que el ingeniero escoja un método de muestreo que permita obtener datos suficientemente representativos sin sobrepasar los límites de tiempo, recurso y esfuerzo, basándose en la información recopilada preliminarmente y mediante el reconocimiento durante la exploración de campo. El tamaño de esta depende de la precisión que se requiera en el análisis estadístico.

Se distinguen dos clasificaciones para la exploración de subsuelos, estos son:

- Métodos Indirectos: Se realizan mediciones de las propiedades físicas de suelos y rocas de manera indirecta mediante métodos geofísicos, tales como ensayos geosísmicos, geoeléctricos, magnetométricos y gravimétricos (SIAPA, 2014).

- Métodos Directos: Comprenden las exploraciones en las que es posible conocer las propiedades del suelo ya sea mediante ensayos in situ o ensayos en laboratorio, a través de la extracción de muestras que pueden estar alteradas o inalteradas dependiendo del tipo de muestreo realizado (SIAPA, 2014).

2.1.1. MÉTODOS DE PERFORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS

a. Perforaciones

Las perforaciones o sondeos geotécnicos permiten identificar los estratos de suelos por los que está conformado un terreno y la ubicación de niveles freáticos. Según el tipo de sondeo es posible obtener muestras alteradas o inalteradas de suelo. Además, mediante la aplicación de estos se realizan ensayos in situ para determinar las características mecánicas de los suelos y otras propiedades físicas como pruebas de permeabilidad (Herrera Herbert & Castilla Gómez, 2012).

La perforación que se utiliza depende de la naturaleza del terreno, del procedimiento planteado y del tipo de muestreo que se debe realizar, los utilizados en la investigación fueron: sondeo por rotación, sondeo por percusión e hincado a presión. En el Capítulo 3 se detallarán los procedimientos respectivos.

b. Toma de muestras

La toma de muestras permite obtener una porción representativa del suelo para posteriormente ensayarse con el fin de obtener características y propiedades físico-mecánicas. De la extracción se pueden obtener muestras alteradas e inalteradas. Siendo las primeras, muestras de suelo donde solo se conservan algunas características físicas del suelo en su estado natural, como composición mineralógica y contenido de humedad; y las muestras inalteradas conservan además las

características mecánicas, teóricamente, pues conservan aún su estructura (Herrera Herbert & Castilla Gómez, 2012).

Las muestras deben ser correctamente preservadas y transportadas siguiendo la norma ASTM D4220. Esta práctica explica los procedimientos a seguir para el manejo de las muestras de suelo inmediatamente después de que han sido recuperadas con el propósito de conservar las propiedades inherentes del suelo; también clasifica al suelo en distintos grupos según el objetivo y tipo de muestra.

Además, los registros de campo para las exploraciones de subsuelo deben seguir los lineamientos especificados en la Norma ASTM D5434 con el objetivo de proporcionar toda la información necesaria del estrato explorado.

Existen distintos métodos para la obtención de muestras de suelo. Los utilizados en esta investigación fueron: tubo de pared delgada, barril y cuchara partida cuyas características se hablarán en el Capítulo 3.

2.1.2. MÉTODOS DIRECTOS

Los métodos directos por excelencia para la prospección del terreno son los sondeos geotécnicos, que permiten un completo y sobresaliente reconocimiento del suelo mediante la recuperación de las muestras alteradas o inalteradas a una mayor profundidad y ensayos *in situ*. Permiten adquirir potencialmente la naturaleza de las distintas capas que conforman la estratigrafía del suelo, así como las características geomecánicas del estrato tales como; parámetros de corte, módulo de elasticidad en las muestras inalteradas o por correlaciones por medio de los índices de campo obtenidos.

2.1.2.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

El Ensayo de Penetración Estándar, conocido como SPT, fue introducido en 1902 en EE.UU. por Raymond Pile Company y la primera referencia de su procedimiento está en un artículo hecho por Terzaghi; se estandarizó en 1958 (Nassaji & Kalantari, 2011).

El ensayo está normado en Standard Test Method for Standar Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils (ASTM D1586, 2018).

Es uno de los ensayos más usados en los procesos de reconocimiento geotécnico debido su bajo costo, rapidez y facilidad de uso al momento de encontrar la capacidad de un suelo en determinados tipos de depósitos y proyectos. En la actualidad, muchas edificaciones tienen sus cimentaciones diseñadas solamente en base a los resultados de un SPT. Sin embargo, es un ensayo en el que su precisión depende de muchos factores, tales como las dimensiones de las herramientas, el estado del equipo entero, la experiencia del operador, energía de penetración, profundidad de ensayo, diámetro de perforación, etc.

Otra aplicabilidad del ensayo SPT está en medir la compacidad de los suelos granulares. Esta característica de suelos no cohesivos se refiere al grado de compactación del suelo dispuesto por el acomodo de las partículas al dejar más o menos vacíos entre ellas. La compacidad es importante en el diseño de carreteras, rellenos, etc., ya que es útil para medir la deformabilidad y estabilidad del suelo en términos de su densidad relativa. La siguiente tabla muestra la clasificación de la compacidad de los suelos granulares con base en el Nspt.

Tabla 1 Compacidad de suelos. Fuente: Terzaghi & Peck (1948) modificada por Skempton (1986)

$N1_{60}$	DR%	Compacidad
0 - 3	0 - 15	Muy Suelta
3 - 8	15 - 35	Suelta
8 - 25	35 - 65	Medianamente densa
25 - 42	65 - 85	Densa
42 - 58	85 - 100	Muy densa

2.1.2.1.1. Parámetro Nspt

Existen numerosas investigaciones que correlacionan al parámetro N del ensayo SPT con casi cualquier parámetro geotécnico. Para correlacionar este parámetro se utilizarán las ecuaciones con aplicabilidad en suelos blandos enunciadas más adelante.

El primer estudio fue realizado por Terzaghi y Peck en 1967, ellos correlacionaron el parámetro N y la resistencia *qu* y como resultado obtuvieron la siguiente tabla.

Tabla 2 Correlaciones entre qu y Nspt. Fuente: Terzaghi y Peck (1967)

Consistency	SPT-N	q_u (kPa)
Very soft	< 2	< 25
Soft	2- 4	25 - 50
Medium	4 - 8	50 - 100
Stiff	8 - 15	100 - 200
Very stiff	15 - 30	200 - 400
Hard	> 30	> 400

Se debe tomar en cuenta que la tabla desarrollada es para suelos arcillosos, por lo que la validez de la tabla puede verse limitada con respecto a las características del suelo en análisis. Por tanto, es necesaria antes la caracterización del suelo para establecer la utilidad de la tabla.

Más adelante, otros investigadores intentaron correlacionar el Nspt con la resistencia al corte Cu, de aquí nacieron numerosas ecuaciones resumidas en la siguiente tabla por (Nassaji & Kalantari, 2011) y traducida por (Albuja, 2018).

Tabla 3 Correlaciones entre Nspt y Su. Fuente: Albuja (2018)

Autores	Tipo de Suelo	Su (kPa)
Sanglerat (1972)	Arcilla	12.5N
	Arcilla Limosa	10N
Terzaghi & Peck (1967)	Suelo de grano fino	6.25N
Hara et al. (1974)	Suelo de grano fino	$29N_{60}^{0.72}$
Sowers (1979)	Suelo altamente plástico	12.5N
	Suelo de mediana plasticidad	7.5N
	Suelo de baja plasticidad	3.75N
Nixon (1982)	Arcilla	12N
Sivrikaya & Toğrol (2002)	Suelo altamente plástico	$6.82N_{60}$
	Suelo de baja plasticidad	$4.93N_{60}$
	Suelo de grano fino	$6.18N_{60}$
Stroud (1974)	PI < 20	(6-7)N
	20 < PI < 30	(4-5)N
	PI >30	4.2N
Décourt (1990)	Arcilla	$15N_{60}$
Ajayi & Balogun (1988)	Suelo de grano fino	1.39N+74.2
Hettiarachchi & Brown (2009)	Suelo de grano fino	$4.1N_{60}$
Sirvikaya (2009)	Ensayo de compresión simple sin confinamiento	$Su = 2.41N - 0.82wn + 0.14LL + 1.44PI$

2.1.2.1.2. Energía Incidente

El proceso de medición de energía incidente en las tuberías de perforación durante la penetración está estandarizado por la norma Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers (ASTM D4633, 2014).

Kovacs (1983) demuestra mediante el siguiente esquema la transformación y pérdida de energía que se produce en el ensayo. En una fase inicial, punto A, aún no se da la caída del martillo por lo que se maneja aún la energía potencial. Una vez que el martillo cae y se impacta la energía cambia a cinética, punto B. Sin embargo, debido a otros factores esta no se mantiene, sino que se reduce según la magnitud de las pérdidas, punto C (Ocaña, 2019).

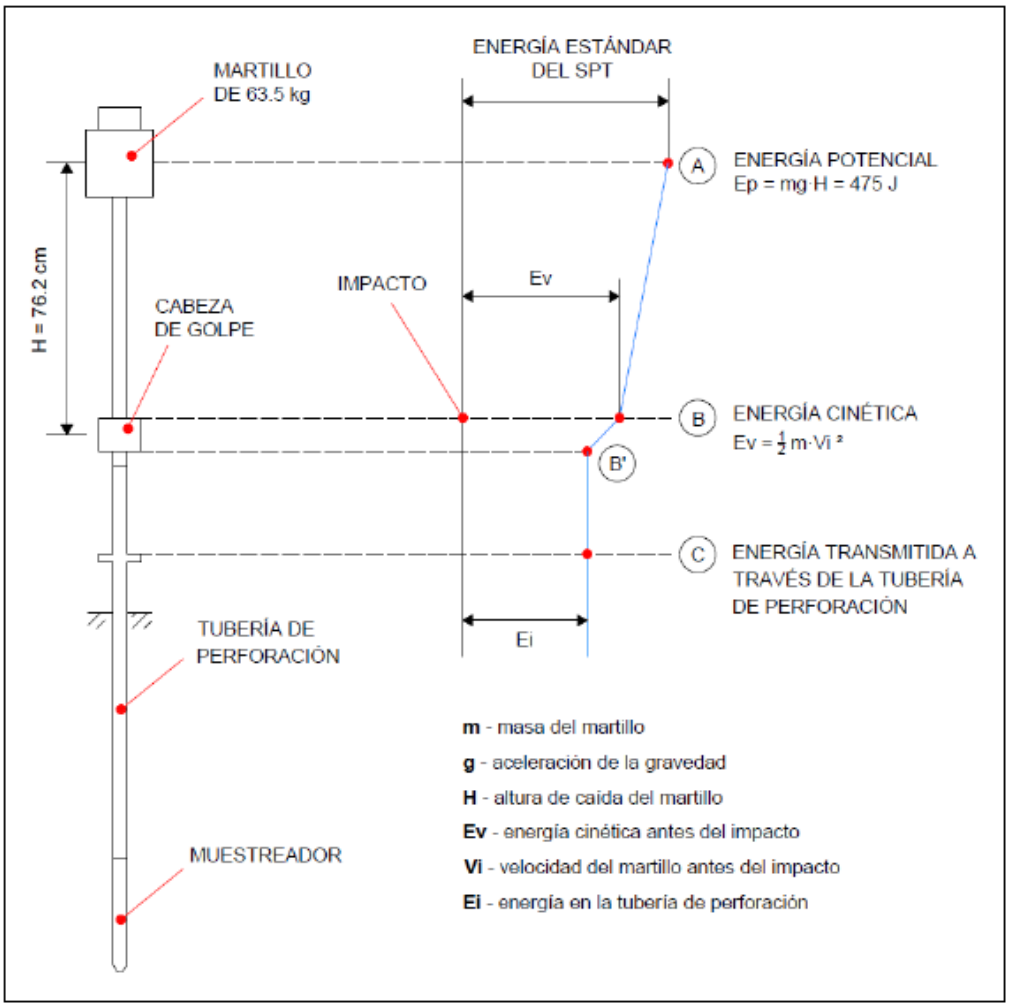


Ilustración 16 Representación de las Energías Cinética y Potencial durante el SPT. Fuente: Kovacs (1983)

Tales factores han sido determinantes para que la entrega de energía no corresponda al 100% sino a un porcentaje menor que puede llegar hasta 45% para equipos manuales y 70% en automáticos (Ocaña, 2019).

Existe un consenso mundial que estandariza la energía para normalizar los valores del Nspt; las investigaciones realizadas sugieren una energía de entrega del 60% como referencia (N_{60}) (Carmona, 2014).

Las pérdidas en la energía se deben fundamentalmente a tres factores: eficiencia en el método de levantar y soltar el martillo, cuyo factor está en función del número de vueltas alrededor del malacate y su diámetro; eficiencia en la transmisión de energía del martillo al cabezal, cuyo valor está en función del peso del mismo; y, eficiencia por longitud crítica del varillaje de perforación y depende de la relación entre el peso del varillaje y el martillo (Carmona, 2014).

2.1.2.1.3. Correcciones del parámetro Nspt

El ensayo pasa por un proceso de transformación de energía potencial a energía cinética, pero en el desarrollo se ve afectado por algunos factores tales como la masa y altura de caída del martillo, la fricción que genera, o condiciones en que se encuentra el equipo.

Estos factores afectan el Número de Golpes por lo que es necesario corregirlo con la siguiente ecuación.

$$N_{crr} = N * Cn * \eta 1 * \eta 2 * \eta 3 * \eta 4 \qquad (2)$$

Donde,

N_{crr}= Valor N corregido
N = Valor N de campo
Cn =factor de corrección por confinamiento
$\eta 1$ = Factor por energía del martillo
$\eta 2$ =Factor por longitud de la varilla
$\eta 3$ = Factor por revestimiento interno de toma muestras
$\eta 4$ = Factor por diámetro de la perforación

- Corrección por confinamiento/profundidad, Cn

Existen muchas propuestas para este valor de corrección, en la siguiente tabla se encuentran las ecuaciones resumidas. Generalmente se recomienda que el valor de Cn no exceda 2.0, para lo cual Skempton es el único autor que cumple con esta condición (González, 1999).

Tabla 4 6 Ecuaciones para el factor Cn. Fuente: González (1999)

Peck	Cn = log(20/Rs)/log(20)
Seed	Cn = 1- 1.25log(Rs)
Meyerhof-Ishihara	Cn = 1.7/(0.7+Rs)
Liao-Whitman	Cn = $(1/Rs)^{0.5}$
Skempton	Cn = 2/(1+Rs)
Seed-Idriss	Cn = 1- K*log Rs
(Marcuson)	(K=1.41 para Rs<1; K=0.92 para Rs ≥1)
González (Logaritmo)	Cn = log (10/Rs)
Schmertmann	Cn = 32.5/(10.2+20.3Rs)

El parámetro Rs se define mediante la siguiente ecuación, para la cual se ha estandarizado el parámetro *Pa* siendo la presión efectiva de sobrecarga y de aproximadamente 100 kPa = 1 atm; σ'_{vo} es la presión efectiva de sobrecarga en la perforación.

$$Rs = \sigma'_v / Pa \qquad (3)$$

- Corrección por energía, $\eta 1$

Partiendo del criterio desarrollado por Schmertmann & Palacios que habla sobre que el número de golpes es inversamente proporcional a la energía incidente (Carmona, 2014) se aplica la siguiente ecuación.

$$N_{e1} = N_{e2} * \frac{e2}{e1} \qquad (4)$$

Donde,

N_{e1} es el valor N corregido a la energía estandarizada *e1*, en este caso 60%.

N_{e2} es el valor N medido a cierta energía *e2* utilizada durante la penetración.

- Corrección por longitud de varilla, $\eta 2$

La norma establece que cuando se utilice varillaje menor a 10 m se debe aplicar un factor de corrección.

Tabla 5 Factor de corrección por longitud de varilla. Fuente: ASTM D1586 (2018)

Longitud de varilla	Factor de corrección
>10 m	1,0
6 a 10 m	0,95
4 a 6 m	0,85
<4 m	0,75

- Corrección por revestimiento interno del muestreador, $\eta 3$

En el caso de ocupar un muestreador estándar se utiliza un factor igual a 1, debido a que se maneja un diámetro constante. Para el resto de los muestreadores con revestimientos, se debe corregir mediante la siguiente tabla.

Tabla 6 Factor de corrección por revestimiento de muestreador. Fuente: ASTM D1586 (2018)

$$C_S = 1.1 \quad \text{for} \quad (N_1)_{60} \leq 10$$
$$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100} \quad \text{for} \quad 10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$$
$$C_S = 1.3 \quad \text{for} \quad (N_1)_{60} \geq 30$$

- Corrección por diámetro de perforación

Skempton (1986) propuso el factor de corrección según el diámetro de la perforación con fines de evaluación de licuefacción en arenas (ASTM D1586, 2018).

Tabla 7 Factor de corrección por diámetro del pozo

Diámetro (mm)	Factor η4
65-115	1
150	1,05
200	1,15

Tal como se mencionó, la naturaleza del ensayo tiene procesos que entregan una energía incierta y que producen variaciones entre un ensayo y otro, cada uno de los factores de corrección aportan a la precisión y dan trazabilidad al ensayo, de tal manera que se normalicen los resultados con respecto a la energía teórica mencionada correspondiente al 60%.

2.1.2.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO

El primer cono se vio en el año 1932 cuando el ingeniero holandés P. Barentsen lo desarrolló para medir la resistencia a la punta en una exploración de subsuelo; las primeras versiones eléctricas fueron desarrolladas alrededor de los años 1948 por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de Delft (Mayne, 2007).

El ensayo de Penetración de Cono, abreviado a menudo como CPT, se encuentra estandarizado en la norma Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils (ASTM D3441, 2016).

A diferencia del ensayo SPT que es un ensayo de penetración con impacto dinámico, el método CPT consiste en la penetración estática, avanzando de manera controlada con un equipo normado,

con el objetivo obtener los componentes: resistencia a la punta, resistencia de fricción lateral y la relación de fricción. El registro de dichas mediciones en toda la profundidad ensayada sirve como herramienta para distinguir las profundidades en las que los estratos cambian sus características, de tal forma que se delimite los tipos y capacidades de suelos encontrados mediante gráficas.

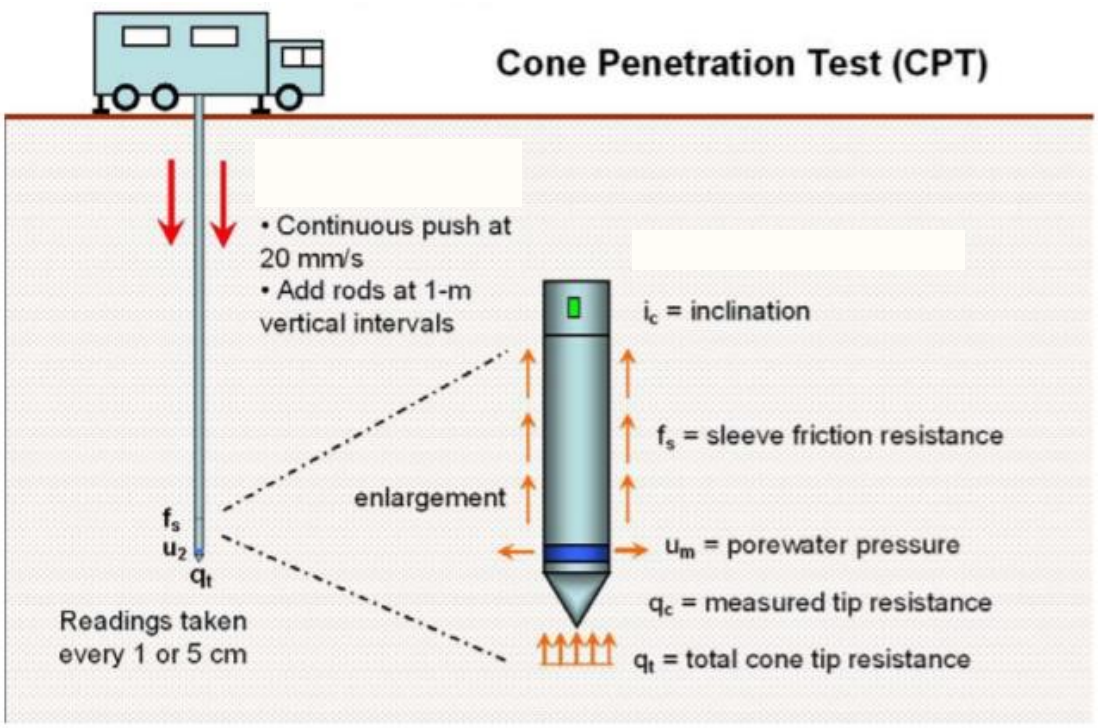


Ilustración 17 CPT Fuente: Mayne (2007)

2.1.2.2.1. Parámetro de Resistencia a la Punta

La *resistencia a la punta* representa la resistencia que tiene el suelo para que el cono sea enterrado en el terreno.

$$qc = {Qc}/{Ac} \qquad (5)$$

Donde, qc es la Resistencia a la Punta del Cono (MPa), Qc es la Fuerza vertical aplicada para penetrar el cono (kN), y Ac es el área proyectada de la base del cono (mm2).

Para el desarrollo de las correlaciones con la resistencia al corte no drenado obtenido en laboratorio, se parte de la ecuación (6) desarrollada por Lunne, Robertson, & Powell, 1997.

$$Cu_{CPT} = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_{KT}} \qquad (6)$$

Donde, Cu_{CPT} es la resistencia al corte no drenado obtenido a partir de la resistencia a la punta *qc*, σ_{vo} es la presión de sobrecarga (MPa) y N_{KT} es un coeficiente empírico que depende del tipo de suelo.

El coeficiente N_{KT} incrementa al aumentar la plasticidad de un suelo y, además tiende a disminuir cuando aumenta la sensitividad del mismo (Coronel Jones, 2013). Su valor varía en función del tipo de suelo en un rango aproximado de 8 a 20 (Lunne, Robertson, & Powel, 1996).

2.1.2.2.2. Parámetro de Resistencia a la Fricción

Es la resistencia lateral que proporciona el suelo ante la penetración del cono. La aplicabilidad en cuanto a correlaciones es menor en comparación a la resistencia a la punta; sin embargo, en conjunto se obtiene la relación de fricción que sirve para clasificar el suelo.

Fuerza de fricción lateral: Representa la diferencia entre la fuerza aplicada para penetrar el cono y la punta *Rt*, y la fuerza para hincar el cono *Qc*.

$$Fs = Rt - Qc \qquad (7)$$

Resistencia de fricción lateral: Se obtiene al dividir la fuerza de fricción lateral *Fs*, para el área del fuste *As*.

$$fs = {}^{Fs}/_{As} \qquad (8)$$

2.1.2.2.3. Clasificación de Suelo por el Coeficiente Punta Fricción

El coeficiente punta fricción se define como la relación entre la fricción lateral *fs* y la resistencia a la punta *qc*, expresado como porcentaje. Este parámetro se ha usado principalmente para definir el tipo de suelo.

$$Relación\ de\ fricción: Rf(\%) = \frac{fs}{qc} * 100\% \qquad (9)$$

Existen al menos 20 diferentes maneras de clasificar el suelo en base a resultados del ensayo CPT, desarrollados por distintos investigadores, entre los cuales se destaca el trabajo de Robertson & Campanella (1983) conocido como SBT que significa *Soil Behavior Type.* Los gráficos SBT

muestran la clasificación del suelo con base en los parámetros obtenidos del CPT y su aplicabilidad se extiende hasta una profundidad de 20m (Díaz, 2011).

Para 1986, Robertson & Campanella publicaron las gráficas del método SBT, incluyendo en el trabajo la presión de poros mediante el ensayo modificado CPTu, donde se correlaciona la resistencia a la punta del cono con la relación de fricción y con la presión de poros; de manera que se distinguen doce tipos de suelo (Díaz, 2011).

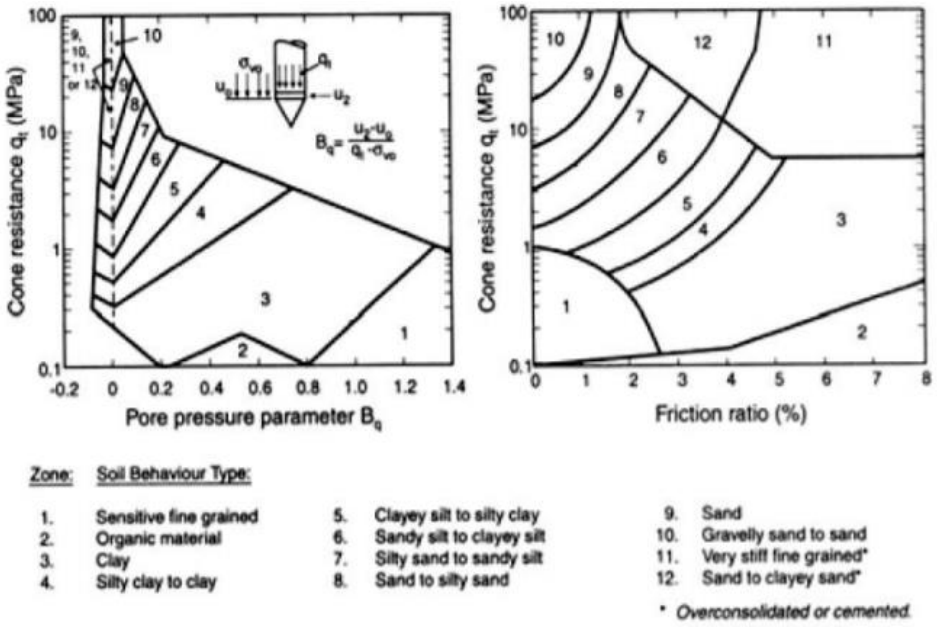


Ilustración 18 Clasificación del suelo SBT utilizando el ensayo CPT. Fuente: Robertson, Campanella & Gillespie (1986)

Además, para el año 1993, Jefferies & Davies establecieron el Índice de comportamiento del tipo de suelo *Ic* con el objetivo de simplificar la aplicabilidad de las gráficas, determinado a partir de los parámetros estandarizados Q, F, Bq, obtenidos con el ensayo CPT y calculado con la ecuación (10) (Mayne, 2007).

$$*I_c = \sqrt{\{3-\log[Q\cdot(1-B_q)]\}^2 + [1.5+1.3\cdot(\log F)]^2} \quad (10)$$

Donde,

$Ic =$ Índice de comportamiento

$Q =$ Resistencia a la punta

$F =$ Resistencia de fricción

Bq = Parámetro de presión de poros.

Además, Los autores crearon la siguiente tabla, para tomar en cuenta que la aplicabilidad se restringe para las zonas 1, 8 y 9 de las gráficas de Robertson, Campanella & Gillespie (1986).

Tabla 8 SBT mediante Ic. Fuente: Jefferies & Davies (1993)

Soil Classification	Zone Number*	Range of CPT Index *I_c Values
Organic clay soils	2	$I_c > 3.22$
Clays	3	$2.82 < I_c < 3.22$
Silt Mixtures	4	$2.54 < I_c < 2.82$
Sand Mixtures	5	$1.90 < I_c < 2.54$
Sands	6	$1.25 < I_c < 1.90$
Gravelly Sands	7	$I_c < 1.25$

*Notes: a. Zone Number per Robertson SBT (1990)
b. Zone 1 is for soft sensitive soils having similar I_c values to Zones 2 or 3, as well as low friction F < 1%

La ilustración mostrada a continuación indica el resultado de la clasificación de suelo mediante el método SBT aplicando el índice de comportamiento obtenido con los parámetros de un CPTu.

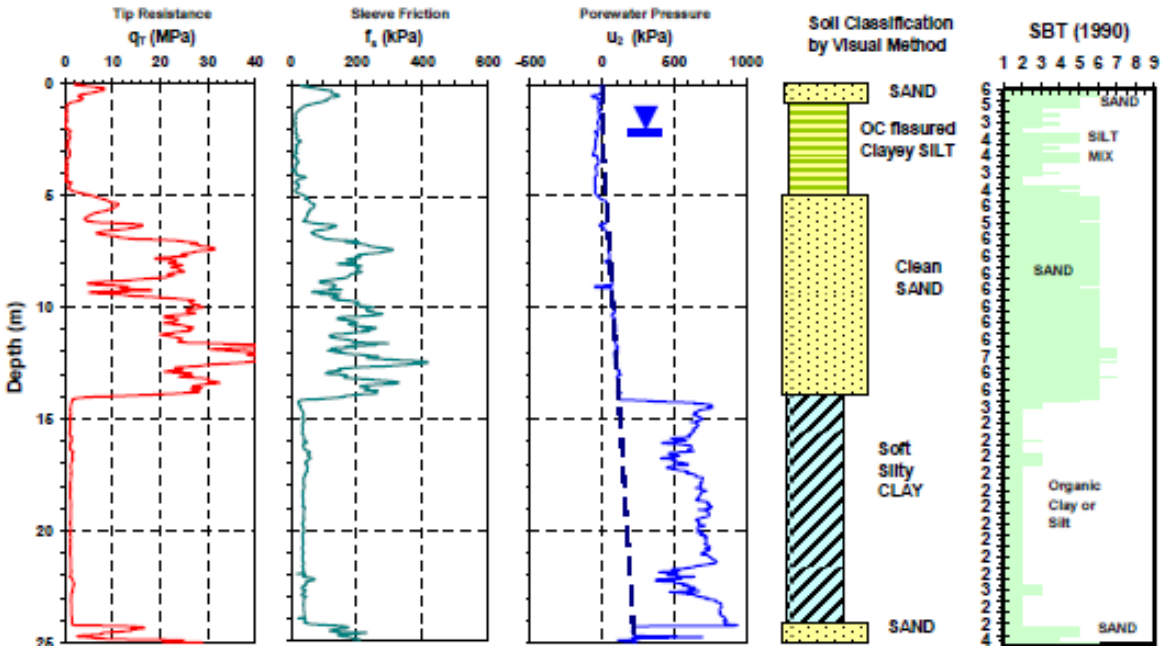


Ilustración 19 SBT a partir de ensayo CPTu. Fuente: Mayne (2007)

2.1.2.3. ENSAYO DEL DILATÓMETRO SÍSMICO

El ensayo de Dilatómetro Plano de Marchetti, abreviado como DMT, es un ensayo *in situ* que fue desarrollado por Silvano Marchetti entre 1975 y 1985 (Marchetti, Marchetti, & Villalobos, 2013).

El ensayo se encuentra estandarizado en la norma Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer (ASTM D6635, 2017).

El ensayo proporciona información sobre la estratigrafía del suelo, su resistencia, compresibilidad y presión de agua; parámetros que sirven para el diseño de cimentaciones (ASTM D6635, 2017).

Los parámetros obtenidos del ensayo son el Índice del material *Id*, el Índice de esfuerzo horizontal *Kd*, y el Módulo del Dilatómetro *Ed;* obtenidos a partir de las siguientes ecuaciones.

$$I_D = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - u_0)} \qquad (11)$$

El índice de esfuerzo horizontal proporciona información sobre el tipo de suelo basándose en un comportamiento mecánico. El siguiente cuadro desarrollado por (Marchetti, 1980) muestra los rangos de I_D para el tipo de suelo.

Tabla 9 Tipos de suelo según Id. Fuente: Marchetti (1980)

Tipo de Suelo	ID
Turba/ Arcillas sensibles	<0,1
Arcilla	0,1-0,35
Arcilla limosa	0,35-0,60
Limo arcilloso	0,60-0,90
Limo	0,90-1,20
Limo arenoso	1,20-1,80
Arena limosa	1,80-3,3
Arena	>3,30

$$K_D = \frac{(P_o - u_0)}{\sigma_v} \qquad (12)$$

$$E_D = 38.2 * \Delta p \qquad (13)$$

Donde, u_0 es la presión de poros, σ_v es el esfuerzo efectivo vertical, y P_1 y P_0 son presiones definidas con las siguientes expresiones.

$$P_0 = A + \Delta A \qquad (14)$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad (15)$$

Donde A y B son lecturas obtenidas en el ensayo, ΔA es la presión externa aplicada a la membrana ΔB es la presión interna para inflarla 1 mm.

Marchetti (1980) desarrolló la expresión (16) para determinar el Cu, sobre la base de las mediciones obtenidas del *Kd* y σ_{vo}. La expresión se utilizará para verificar la tendencia de relación entre el Cu de laboratorio y el DMT para los suelos del sector en análisis.

$$Cu_{DMT} = 0.22 * \sigma_{vo} * (0.5 * Kd)^{1.25} \quad (16)$$

Donde, σ_{vo} es la presión de sobrecarga, y *Kd* es el índice de esfuerzo Horizontal.

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

2.2.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA

El ensayo de gravedad específica se realiza con base en la norma: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (ASTM D854-02, 2000).

La gravedad específica se representa con la siguiente relación.

$$G_S = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (17)$$

Donde, ρ_s es la densidad del objeto de estudio y ρ_w es la densidad de referencia a la misma temperatura, generalmente agua destilada.

Dicho esto, en un suelo, la gravedad específica puede describirse también como la ecuación (18), donde M_S y V_S representan la masa y volumen del sólido de suelo respectivamente, mientras que $Mw/_{V_W}$ es la densidad de agua.

$$G_S = \frac{Ms/_{Vs}}{Mw/_{Vw}} \quad (18)$$

La ilustración siguiente es una representación típica de las fases del suelo que sirve como base para el desarrollo de lo que se conoce como *relaciones fundamentales*, de donde se desprenden

una serie de relaciones que permite vincular cada uno de los componentes del modelo con las distintas propiedades físicas del suelo. Tales como:

- Relación de vacíos: indica el volumen de vacíos con relación al volumen de sólidos del suelo. Se define por: $\frac{Vv}{Vs}$ (19)
- Porosidad: indica el volumen de vacíos con relación al volumen total del suelo. Se define por: $\frac{Vv}{Vt}$ (20)
- Contenido de humedad: indica la cantidad de agua con relación a la cantidad de sólido del suelo. Se define por: $\frac{Mw}{Ms}$ (21)
- Densidad: indica la masa total del suelo con relación al volumen total del suelo. Se define por: $\frac{Mt}{Vt}$ (22)
- Grado de Saturación: indica el volumen de agua con relación al volumen de vacíos en un suelo. Se define por: $\frac{Vw}{Vv} * 100\%$ (23)
- Peso unitario: indica el peso total con relación al volumen total del suelo. Se define por: $\frac{Mt*g}{Vt}$ (24)

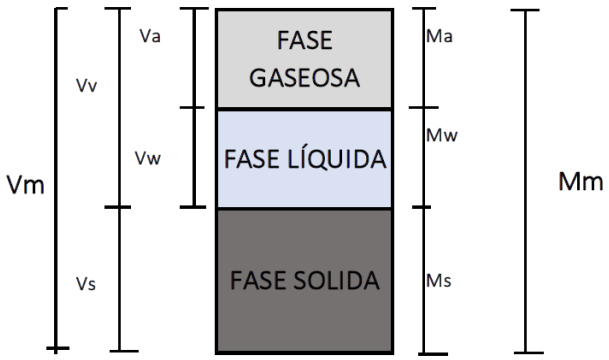


Ilustración 20 Fases del Suelo

2.2.2. GRANULOMETRÍA

Se realizó el ensayo de análisis granulométrico mediante tamizado para la fracción gruesa y mediante hidrometría para la fracción fina del material.

La granulometría por tamizado está establecida en la norma: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. Este método se utiliza para la gradación de partículas de suelo que se encuentren entre los 75 mm (3 in) y los 75 μm (tamiz N°200). (ASMT D6913, 2017).

La granulometría por hidrómetro está establecida en la norma: Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. Este método de gradación se utiliza para el material que es más fino que el tamiz N°200 (75 μm) y más grande que aproximadamente 0.2 μm, se puede realizar siempre que el suelo contenga más del 5% de material que se define como fino. (ASTM D7928, 2017).

A la granulometría se la puede definir como la distribución de los diversos tamaños de las partículas de un suelo, donde cada tamaño se expresa de manera porcentual con relación al peso total de la muestra seca.

El método de clasificación permite definir el tamaño de partículas y tipo de suelo en los siguientes grupos.

Tabla 10 Tamaño de partículas. Fuente: ASTM D422 (2007)

Denomicación	Tamaño (mm)	
	Máximo	Mínimo
Grava	76.20	4.75
Arena Gruesa	4.75	2.00
Arena Media	2.00	0.42
Arena Fina	0.42	0.07
Limo	0.07	0.01
Arcilla	0.01	0.00
Coloides	0.00	-

Parte de la caracterización de un suelo es la definición de la curva granulométrica. En el caso de las partículas gruesas, dicha gráfica, además de tener información sobre los tamaños de partículas de las muestras, permiten obtener dos parámetros importantes en la caracterización: coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad. Estos coeficientes se obtienen según la norma Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) (ASTM D2487, 2000)

El *coeficiente de curvatura Cc* permite obtener información sobre la granulometría del material, pero de una manera más específica. Este coeficiente indica el equilibrio relativo que existe entre los distintos rangos de tamaños de las partículas del suelo. Un suelo bien graduado tiene un *Cc* entre 1 y 3. Se lo define con la siguiente expresión.

$$Cc = \frac{d30^2}{d60 * d10} \qquad (25)$$

d60 = Tamaño de la partícula de suelo correspondiente al 60% pasante en la curva granulométrica.

d10 = Tamaño de la partícula de suelo correspondiente al 10% pasante en la curva granulométrica.

d30 = Tamaño de la partícula de suelo correspondiente al 30% pasante en la curva granulométrica

El *coeficiente de uniformidad Cv* de igual manera permite tener una idea de la forma de la curva y saber qué tan bien o mal graduado se encuentra el material. Según la ASTM D2487, en conjunto con un Cc entre 1 y 3, un *Cv* menor a 4 en gravas y a 6 en arenas indica un suelo mal gradado y con curvas más pronunciadas, mientras que un *Cv* mayor a 4 en gravas y a 6 en arenas corresponde a un suelo bien gradado y curvas menos pronunciadas, es decir, con pendientes menores. Es un indicador del intervalo en que se encuentran los tamaños de las partículas del suelo Se obtiene partiendo de la siguiente expresión.

$$Cu = \frac{d60}{d10} \qquad (26)$$

2.2.3. CONTENIDO DE HUMEDAD

La norma que estandariza los procesos para un ensayo de contenido de humedad para suelos, rocas y materiales similares es: Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass (ASTM D2216-10, 2010).

El ensayo de contenido de humedad es uno de los principales dentro de la caracterización de un suelo. Esto debido a que dependiendo de la cantidad de agua que se encuentre en los espacios vacíos entre partículas, las propiedades mecánicas del suelo varían y se comportará de manera diversa.

La siguiente ecuación define el principio del ensayo.

$$W = \frac{W_w}{W_s} \quad (27)$$

Donde *W es* Contenido de humedad, *Ws* es el Peso de los sólidos (suelo), y *Ww* es el Peso del agua.

2.2.4. DENSIDAD

Este ensayo se encuentra estandarizado en la norma: Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens (ASTM D7263-09, 2009).

La densidad natural de un suelo se define con la ecuación (28).

$$\rho = \frac{M_T}{V_T} \quad (28)$$

Donde, M_T es la masa total del suelo, y V_T representa el volumen total ocupado.

La densidad seca es la densidad del suelo en estado seco y se define con la ecuación (29). Esta característica es útil para determinar el grado de compactación de un suelo. Además, mediante el uso de las relaciones fundamentales es posible obtener otros parámetros físicos del suelo.

$$\rho_s = \frac{M_S}{V_T} \quad (29)$$

Donde, M_S es la masa seca del suelo, deducida a partir del contenido de humedad obtenido inicialmente.

2.2.5. ESTADOS DE CONSISTENCIA (LÍMITES DE ATTERBERG)

Este ensayo tiene base en la norma: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils (ASTM D4318, 2005).

Los límites de Atterberg, llamados así en honor a quien lo planteó por primera vez, el científico Albert Mauritz Atterberg, describen la consistencia de los suelos conformados por material fino a distintas cantidades de agua. Dependiendo de su contenido de humedad, el suelo puede presentar distintas consistencias e influir en su comportamiento mecánico, por ello se los clasifica según su

estado en: sólido, semisólido, plástico y líquido; estados que se definen mediante el límite líquido, y límite plástico (Braja, 2001).

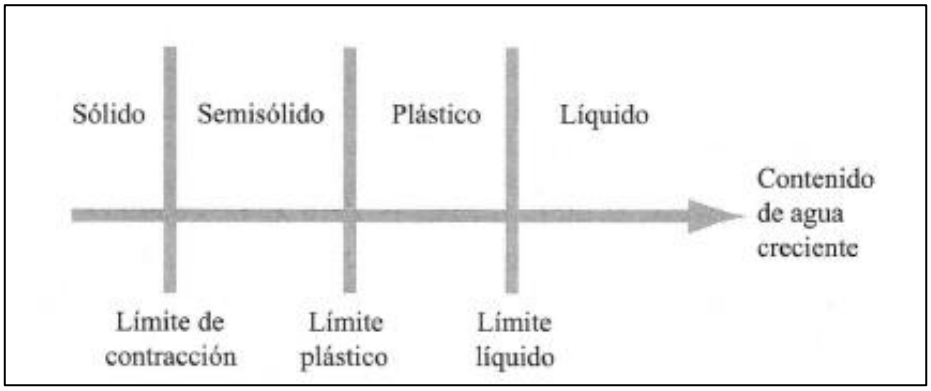


Ilustración 21 Límites de Atterberg. Fuente: Braja, 2001

Límite Líquido

Representa el contenido de humedad que limita los estados líquido y plástico del suelo, es decir que en este punto el suelo está en el límite para convertirse en un fluido viscoso. Casagrande (1932) encontró que, con ciertas limitantes, este límite puede ser una referencia de una medida de la resistencia al cortante en su contenido de humedad ensayado, y que el ensayo es análogo a un ensayo de resistencia (J. E. Bowles, 1981).

Límite Plástico

Es el contenido de humedad que limita los estados semisólidos y plásticos del suelo. Además de servir como parámetro fundamental en la clasificación de los suelos conjuntamente con el Límite Líquido, el límite plástico está directamente relacionado con los cambios de volumen que puede sufrir un material, por lo tanto, es un indicativo de la densidad máxima que puede alcanzar un suelo, información utilizada en estudios de compactación (J. E. Bowles, 1981).

Límite de Contracción

Es el contenido de humedad que limita los estados sólido y semisólido del suelo. Es decir que, desde este punto, una reducción de la cantidad de agua no causará cambios en el volumen de la muestra pues estará en un estado sólido, pero al producirse un aumento de agua si aumentará el

volumen del suelo. Representa la cantidad de agua necesaria para llenar los vacíos y se utiliza para evaluar el potencial de contracción en movimientos de tierra en suelos cohesivos (ASTM D427, 2017).

El ensayo para determinar el límite de contracción se basa en la norma ASTM D427. A diferencia de los límites líquido y plástico, el límite de contracción no tiene mayor aplicabilidad en la clasificación SUCS de un suelo, sin embargo, puede ser útil en zonas geológicas donde el suelo sufre grandes variaciones de volumen, debido al principio anteriormente explicado (J. E. Bowles, 1981).

Atterberg describió dos límites adicionales a los tres mencionados, estos son límite de cohesión y límite de pegajosidad. En la presente investigación se caracteriza el suelo tomando en cuenta el límite líquido y límite plástico.

Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad del suelo es un parámetro del suelo que proporciona información sobre la plasticidad del suelo. Representa la extensión del estado plástico de un suelo, pues es el intervalo que existe entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo (Cajamarca (Universidad Privada del Norte), 2011).

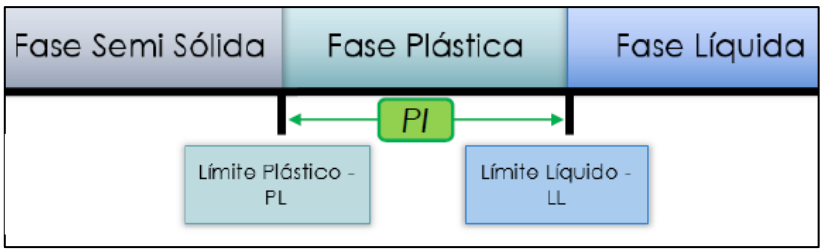


Ilustración 22 Índice de Plasticidad. Fuente: Albuja (2017)

Se define como la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico, ambos expresados como números enteros.

$$IP = LL - LP \qquad (30)$$

Cuando es imposible obtener el valor de LL ó LP, se define al suelo como un material No Plástico, NP.

Tabla 11 Plasticidad de suelos. Fuente: Budhu (2010)

PI	Description
0	Nonplastic
1–5	Slightly plastic
5–10	Low plasticity
10–20	Medium plasticity
20–40	High plasticity
>40	Very high plasticity

La Carta de Plasticidad elaborada por Arturo Casagrande es la principal aplicación del IP en conjunto con el LL. Este elemento es un gráfico basado en el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo, cuya función es identificar y clasificar los suelos finos. La carta de plasticidad está dividida por secciones que representan las variaciones de suelos en cuanto a su plasticidad.

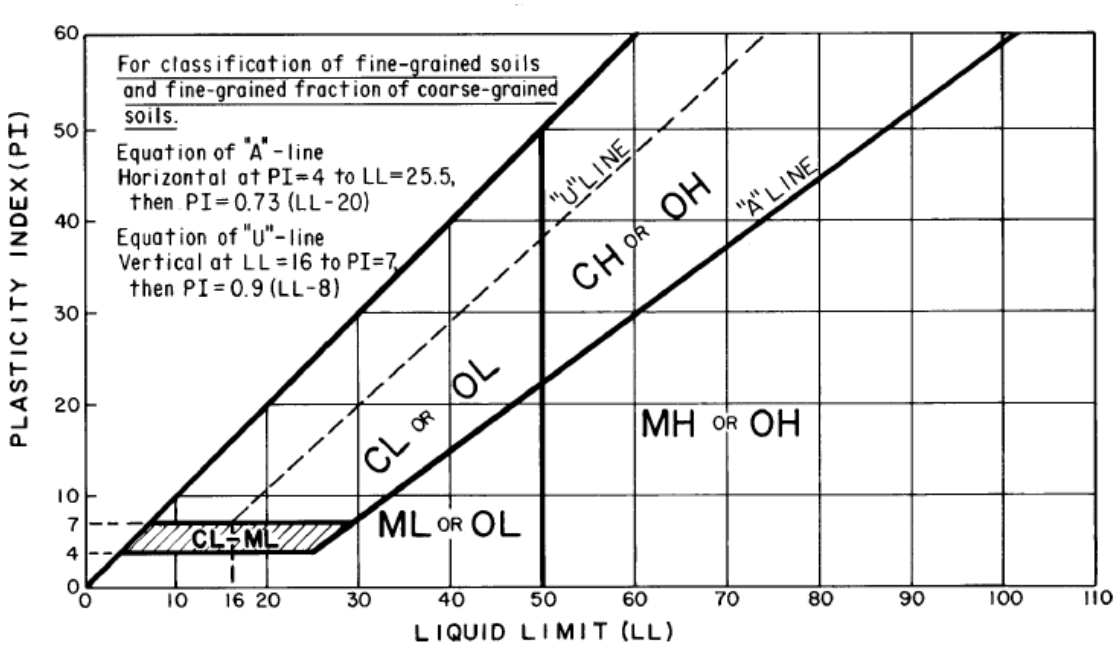


Ilustración 23 Carta de plasticidad (ASTM D2487, 2000)

2.2.6. TRIAXIAL U-U

El ensayo está estandarizado en la norma Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (ASTM D2850, 2015).

Se realiza el ensayo con el objetivo de obtener la resistencia al corte no drenado de las muestras de suelo para un estado con saturación del 100%; Esto quiere decir que se maneja un criterio de esfuerzos totales donde actúa la presión de poros; el principio de no consolidado no drenado viene dado por el hecho de no permitir el drenaje evitando que la muestra se consolide.

Se trazan los círculos de Mohr, para condiciones no drenadas, se generará el mismo esfuerzo desviador, por tanto, su lugar geométrico será un plano de falla horizontal para cualquier combinación de esfuerzos normales, es decir que la cohesión o resistencia al corte no drenado es constante (ASTM D2850, 2015).

En la siguiente ilustración se puede apreciar la envolvente, donde $\sigma 1$ y $\sigma 3$ representan los esfuerzos normales aplicados y τ el esfuerzo cortante resultante.

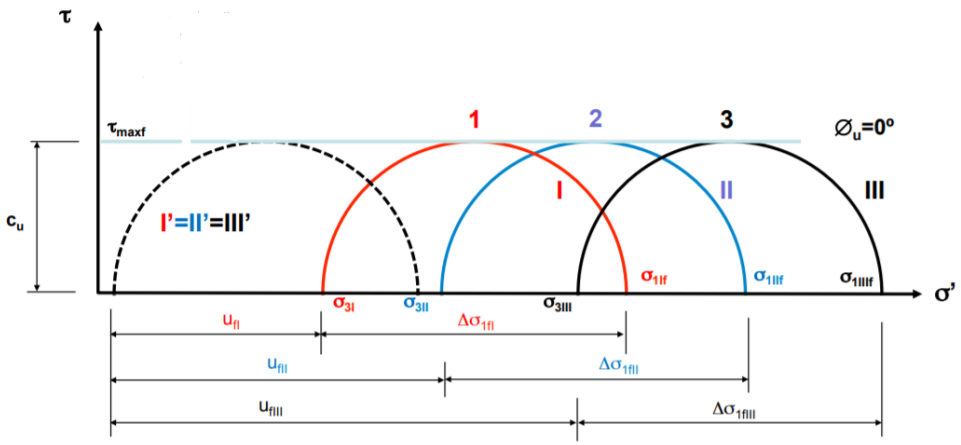


Ilustración 24 Círculo de Mohr Para ensayo Triaxial UU. Fuente: Tomás, R., Cano, M. (2013)

2.2.7 COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo se encuentra estandarizado en la norma: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.(ASTM D2166, 2015).

El ensayo sirve para determinar la resistencia a la compresión no confinada en suelos cohesivos (*qu*), de muestras que pueden ser inalteradas o remodeladas; en suelos arenosos o muy desmenuzables no es posible aplicar este ensayo, pues sus partículas no permanecen en un estado confinado, en este caso, se debe recurrir a otro tipo de ensayos para determinar su resistencia (ASTM D2166, 2015).

La norma define al parámetro *qu* como la resistencia a la compresión de una muestra cilíndrica no confinada la cual fallará en un ensayo de compresión simple; se toma como la máxima carga alcanzada por unidad de área o como la resistencia alcanzada al 15% de la deformación unitaria, lo que ocurra primero. (ASTM D2166, 2015)

Además de muestras intactas, el ensayo también puede realizarse para muestras en estado remodelado y, a partir de los dos resultados obtenidos puede ser evaluada la sensitividad con la ecuación (27). Esta propiedad se da en algunos suelos arcillosos cuando la compresión simple en un suelo remodelado es mucho menor que en la muestra intacta sin que exista alteración alguna en su contenido de humedad, esto se debe a que en el proceso de reconstrucción las partículas pierden la estructura original formada por un proceso de sedimentación.

$$S_T = \frac{q_u(muestra\ intacta)}{q_u(muestra\ remodelada)} \qquad (31)$$

El valor obtenido permite clasificar al suelo dentro de una escala de sensitividad desarrollada por Skempton y Northey. La clasificación del suelo puede ser: No sensitivo, sensitividad mediana, sensitivo, muy sensitivo o sensitividad rápida. (Duque & Escobar, 2002)

En el libro de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das, se expone la siguiente tabla sobre la relación entre la consistencia de un suelo y su resistencia de compresión no confinada para suelos arcillosos (Braja, 2001).

Tabla 12 Relación entre consistencia y qu en arcillas. Fuente: Braja (2001)

Consistencia	qu (kN/m2)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	>400

Si es registrada la carga por cada incremento de deformación es posible describir el comportamiento de este ensayo mediante la curva de Esfuerzo Desviador Vs Deformación Axial Unitaria, donde el pico es la resistencia última a la compresión no confinada del suelo, q_u.

Este método es ampliamente usado para determinar la resistencia al corte no drenada o cohesión en materiales en condiciones no drenadas, únicamente arcillosos, por su rapidez y confiabilidad; esto, mediante la aplicación del círculo de Mohr Coulomb.

Debido a la naturaleza del ensayo de compresión no confinada (σ3 = 0) y al estar en condiciones no drenantes, no se genera fricción entre las partículas, siendo la componente de fricción nula ($\emptyset = 0$), por lo que en estas condiciones la representación gráfica de los esfuerzos en un círculo de Mohr sería:

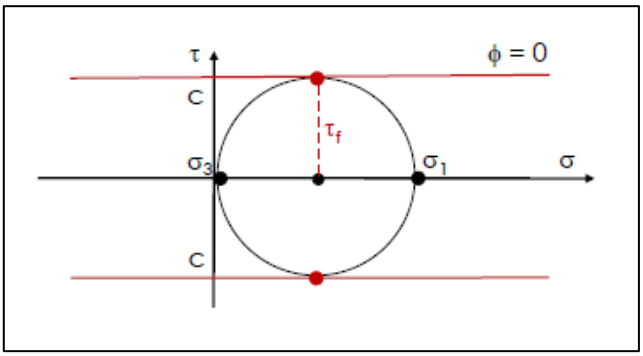


Ilustración 25 Criterio de falla en compresión simple. Fuente: Albuja (2017)

Entonces, es factible también definir el esfuerzo máximo de corte, mediante la siguiente igualdad como Cu.

$$c_u = \frac{\sigma 1}{2} = \frac{q_u}{2} \qquad (32)$$

Siendo q_u la Resistencia última a la compresión simple, y $\sigma 1$ el esfuerzo vertical aplicado.

CAPÍTULO 3
TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1. ENSAYOS DE CAMPO

Para iniciar los ensayos de campo primero se lleva toda la maquinaria y equipamiento necesario, esto es, máquinas perforadoras, tanques de agua, tuberías, aditivos para el agua, etc.



Ilustración 26 Provisión de agua. Fuente: Propia

Una vez establecidos en el lugar, por requerimientos de seguridad, se marca un perímetro, como en esta investigación por medio de una malla verde (ilustración 23) que indicaría que en el lugar se están realizando trabajos.



Ilustración 27 Aseguramiento de la zona. Fuente: Propia

Ya implantada la maquinaria en el lugar de perforación se la estabiliza y se construye un pequeño canal para dirigir el agua ocupada en la perforación hacia la alcantarilla más cercana.

3.1.1. PERFORACIÓN CONTÍNUA

Equipo

Se utilizó una máquina perforada de la marca Acker ACE, la cual tiene un peso aproximado de 3000 lb y cuenta con un motor de 28 HP. En general, a este equipo se conectan tubos muestreadores y tuberías de perforación que permiten el avance del mismo mediante una barrena que utiliza el método rotatorio de agujero abierto para llegar a la profundidad y ejecutar la maniobra deseada (Ocaña, 2019).



Ilustración 28 Máquina perforadora Acker ACE. Fuente: propia

El equipo se puede transportar en terrenos difíciles; su potencial de perforación es de aproximadamente 100m, sin embargo, en esta investigación se limita a los 30 m de profundidad. Para llegar a la profundidad deseada se manejaron tuberías de 3m de largo y de diámetro HQ (96 mm de diámetro exterior), además se ocupó tubería de revestimiento HWT.



Ilustración 29 Tuberías HQ. Fuente: Tontandrill

Procedimiento

Se realiza un sondeo por rotación correspondiente a una perforación continua con extracción de muestras en barril de diámetro HQ para obtener el perfil estratigráfico hasta alcanzar los 30 m de profundidad.



Ilustración 30 Perforación Continua. Fuente: propia

En el sondeo rotatorio, el equipo de perforación está compuesto por trépanos en el extremo que cortan casi cualquier tipo de suelo. Para el método se inyecta agua a presión, en algunos casos se

usa también bentonita para evitar desmoronamientos; además, durante el sondeo se introducen camisas para contener los hundimientos y permitir el paso del testigo extraído

Para la obtención de testigos se utiliza una corona de acero conformada por diamante, material con resistencias altas que permiten la perforación de los suelos sin comprometer a la máquina, esta se encarga del corte de suelo.

El método de perforación consiste en hacer girar la sonda de perforación mientras se aplica fuerza hacia abajo a una broca que corta el suelo a medida que avanza la penetración. Cada maniobra consiste en la implementación de tuberías, una tras otra, hasta alcanzar la profundidad deseada, una vez alcanzada se acopla el muestreador y se extrae el suelo en una extensión de 1 m, se registra el porcentaje de recuperación de esta y se almacena en la dirección correcta con la respectiva descripción.



Ilustración 31 Registro de la Extracción Continua. Fuente: propia

Se aplica un medio de perforación cuyo objetivo principal es llevar los cortes de suelo a la superficie a través del espacio entre las barras de perforación y el pozo, y de esta manera limpiarlo y estabilizarlo. Existen distintos medios de perforación siendo el más común el agua limpia, y en otros casos se aplica aditivos. Para este caso se ocupó agua limpia y en estratos más difíciles se

incluyó polímeros al agua para generar una mezcla viscosa que cumpla con los propósitos mencionados.



Ilustración 32 Polímeros densificadores. Fuente: propia

3.1.2. PERFORACIÓN PARA LA TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS

Equipo

Perforadoras

La toma de muestras en diferentes profundidades, se la realiza posterior a procesos de perforación, la misma que se realizó con la perforadora Acker ACE antes descrita; con la cual se obtienen muestras hasta los 18 metros de profundidad.

Debido a necesidades que se presentaron durante los ensayos en laboratorio se debió planificar y ejecutar una segunda campaña en campo para extraer nuevas muestras. En esta campaña los procesos de perforación fueron manuales y se trabajó hasta una profundidad de 6,5 metros.

Muestreadores

Para los primeros metros se utilizan tubos de pared delgada, también llamados *Tubos Shelby*. Son tubos de acero, con diámetros exteriores de 50.8mm y 76.2mm; con los cuales es posible extraer muestras inalteradas. Se usan generalmente en suelos cohesivos blandos. Los tubos se unen por su extremo a las barras perforadoras. Una vez terminada la extracción del suelo, se deben sellar

los extremos del tubo para enviar a laboratorio y realizar ensayos de corte y/o consolidación (Braja, 2001).

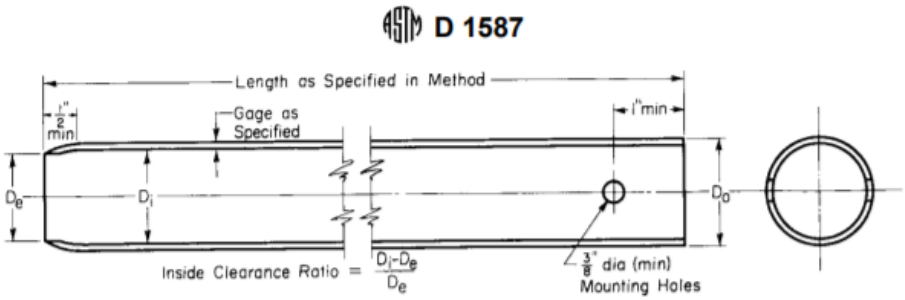


Ilustración 33 Tubo de pared delgada. Fuente: ASTM D1587

Para los estratos más duros se utilizó un muestreador tipo Barril de un solo tubo como la figura (a) de la ilustración 32. El barril es de acero y tiene un diámetro HQ (88.2mm), por lo que entrega muestras con diámetros mayores que el tubo shelby.



Ilustración 34 Tubo shelby. Fuente: propia

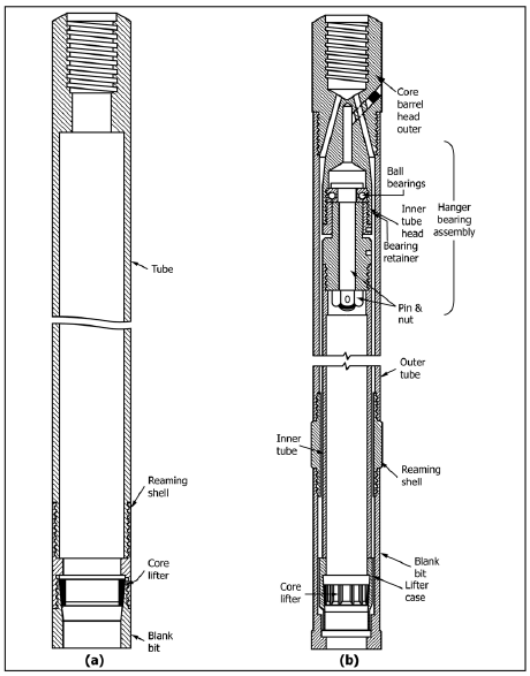


FIG. 2 Diagram of Two Types of Core Barrels: (a) Single Tube and (b) Double Tube

Ilustración 35 Muestreador de barril. Fuente: ASTM D2113

Procedimiento

El método de muestreo para los primeros metros tiene base en la norma ASTM D1587: Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes. El muestreador es introducido en el suelo mediante presión, sin golpes, para no alterar las muestras; la perforadora hinca el tubo de tal manera que el extremo del tubo coincida con el fondo del pozo, y avanza a una velocidad constante, sin rotación hasta la profundidad deseada.

Tomar en cuenta que el diámetro del pozo y de la barrena no debe exceder en más de 3.5 veces al diámetro del tubo de pared delgada. Se registra la profundidad y la longitud de la muestra recuperada a la pulgada más cercana (25 mm) (ASTM D1587, 2008).

En el caso de los estratos resistentes se acude al otro método de muestreo. En este caso el estrato se encontró a los 7 metros de profundidad, por lo que se reemplazó los muestreadores *shelby* por muestreadores de barril hasta alcanzar los 18 metros.

Para el sondeo realizado con el equipo manual se acopló el muestreador de tubo *shelby* a las tuberías conectadas a su vez al martillo; la hinca de los tubos se realizó mediante un método de

percusión en el que fue necesario acudir a ligeros golpes, intentando que no se afecte la muestra ni el muestreador, pues este fue el único método con el que fue posible llegar a la profundidad deseada para recuperarlas ya que el subsuelo se encontraba con más resistencia que en el ensayo en la primera campaña (realizado meses antes en diferentes condiciones climáticas). Con este método se obtuvieron muestras de manera continua hasta los 6.5 metros de profundidad. Una vez recuperadas las muestras se utilizó parafina para cubrirlas y mantener la humedad natural del suelo.

Para verificar el nivel de daño de las muestras después de los golpes se tomó el tubo aparentemente más golpeado y se lo partió para observar si el espécimen presenta fisuras o grietas. El resultado fue negativo por lo que se acudió a una extrusora para recuperar el resto de los núcleos.

Para el caso de tubos *shelby* se utiliza una extrusora de muestra horizontal; se gira la manivela a una velocidad uniforme logrando que el suelo salga en la misma dirección en que entró y de esta manera evitar perturbaciones significantes en la muestra.



Ilustración 36 Máquina extrusora de muestra inalterada. Fuente: Propia

Para el caso de barril la muestra se recupera directamente en campo al alcanzar la profundidad respectiva. No se requiere de extrusora pues el suelo es recuperado sin necesidad de aplicar presión. Se etiqueta a la muestra y para mantener su humedad se la envuelve con parafina en toda su longitud y en los extremos.

3.1.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: SPT

Con el objetivo de corroborar el número de golpes se realizaron dos ensayos de Penetración Estándar en distintos meses del año donde se apreció la incidencia de la humedad del suelo en el resultado. En este proceso se utilizaron esto se utilizaron dos equipos de penetración, la perforadora manual y la mecánica.

Equipo

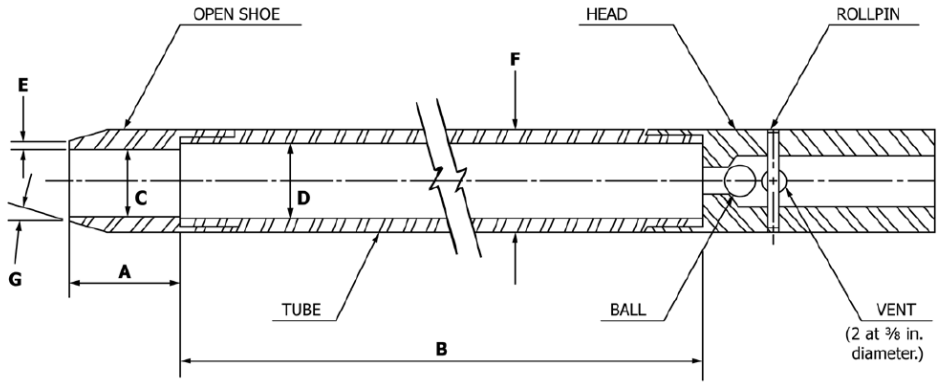
Se requiere un equipo y accesorios de perforación para alcanzar las profundidades deseadas, sin que se altere el suelo.

- La perforadora mecánica es el equipo de perforación Acker ACE descrito anteriormente, pero se manejó un sistema por percusión manual que utiliza un sistema cabo-malacate para el golpeteo unidos mediante una polea de superficie lisa. El sistema de aplicación de carga utilizado en el ensayo está constituido por un martillo tipo Safety de 140 lb y un dispositivo para accionarlo, el sistema utiliza un 77% de energía (Ocaña, 2019); tiene una cabeza de golpe de acero duro en su extremo y una tubería del mismo material para dirigir la caída y con un diámetro AW (44 mm de diámetro exterior y 32 mm de diámetro interior); el sistema además posee barras de conexión y se utilizó tubería de revestimiento de diámetro HWT.
- El equipo de perforación manual consta de un trípode que sostiene un sistema de polea ayudado por un motor; el cabo de la polea se conecta directamente a un martillo tipo Donut del mismo peso y utiliza un 45% de energía, el material del martillo y la tubería es de acero duro y tiene el mismo diámetro que el de la perforadora mecánica.



Ilustración 37 Martillo para equipo manual. Fuente: propia

El muestreador utilizado fue una cuchara partida. Este muestreador permite obtener muestras de suelo alteradas, debido al impacto del martillo característico del ensayo SPT. Está fabricado de acero y tiene una tolerancia en las dimensiones establecidas en la norma ASTM D1586, mostradas en la ilustración 30. El muestreador no debe presentar daños que involucren al espécimen, en tal caso se deberá reparar o reemplazar.



A = 1.0 to 2.0 in. (25 to 50 mm)
B = 18.0 to 30.0 in. (0.457 to 0.762 m)
C = 1.375± 0.005 in. (34.93 ± 0.13 mm)
D = 1.50 ± 0.05 – 0.00 in. (38.1 ± 1.3 – 0.0 mm)
E = 0.10 ± 0.02 in. (2.54 ± 0.25 mm)
F = 2.00 ± 0.05 – 0.00 in. (50.8 ± 1.3 – 0.0 mm)
G = 16.0° to 23.0°

Ilustración 38 Cuchara partida. Fuente: ASTM D1586 (2018)



Ilustración 39 Muestreador de chuchara partida. Fuente: propia

Procedimiento

Como parte de preparación al ensayo, se realiza la perforación por el método escogido hasta alcanzar la profundidad a la cual se va a ensayar, siempre cuidando la estabilidad de las paredes del pozo; de ser necesario, recurrir a un método de estabilización.

Registrar la profundidad de inicio al 0.1 pie más cercano y apoyar el muestreador en el terreno para empezar con el hincado. El martillo avanza en caída libre sobre la cabeza de golpe desde una altura de 75±5 cm, guiado por la barra rígida para luego ser recogido nuevamente.

Durante el primer hincado se penetran los primeros 15 cm, el número de golpes en este tramo no influye ya que es un proceso para ajustar el ensayo asentando tal tramo (ASTM D1586, 2018). La contabilización de los golpes inicia para los siguientes dos tramos de 15 cm cada uno, registrando por separado el N de estos tramos.



Ilustración 40 Conteo de Número de Golpes con perforadora Acker y con equipo manual. Fuente: propia

El conteo de golpes debe continuar hasta que pase alguna de las siguientes situaciones: cualquier tramo alcance los 50 golpes, la suma de golpes de los tramos llegue a los 100 golpes, no se observa avance alguno una vez aplicado 10 golpes, el muestreador avance los 45 cm sin que ocurra ningún caso anterior o la muestra se hunda bajo el peso del martillo, en cuyo caso registrar el valor de N como peso del martillo y/o varillas.

Registrar el número de golpes para cada tramo, el primer tramo se considera de asiento, entonces el valor de N será igual a la suma del número de golpes de los dos últimos tramos. Extraer el muestreador girándolo para cortar la muestra y anotar la longitud de muestra recuperada. Identificar correctamente la muestra de suelo extraída y realizar la Clasificación Manual-Visual (ASTM 2488-09a, 2009); conservar el suelo en un empaque plástico para que mantenga su humedad natural y enviarla a laboratorio para los correspondientes ensayos.

La estratigrafía de la zona permitió obtener el número de golpes y muestras alteradas mediante el muestreador de cuchara partida hasta los 19 m de profundidad, más adelante los resultados dieron rechazo. A partir de esta profundidad se utilizó un muestreador de núcleo para obtener muestras alteradas hasta los 30 m de profundidad. Con el equipo manual, se avanzó de manera continua hasta los 10 metros de profundidad.



Ilustración 41 Registro de muestra en la profundidad 7-7.45m. Fuente: propia



Ilustración 42 Prueba de Resistencia en Seco de la Clasificación Manual-Visual. Fuente: propia

3.1.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO: CPT

Equipo

Se utiliza un penetrómetro mecánico tipo Begemann, cuyo diseño permite el deslizamiento hacia abajo del cono, con relación a las varillas de empuje; además proporciona protección contra deslizamientos de tierra o algún factor que altere la resistencia. Está hecho de acero y tiene la dureza adecuada para resistir el desgaste provocado por el suelo.

El cono está estandarizado en la norma ASTM D3441; tienen un ángulo de 60° y base de 10 cm^2. El mango de fricción tiene el mismo diámetro que la base del cono, lo cual significa una superficie de 150 cm^2.

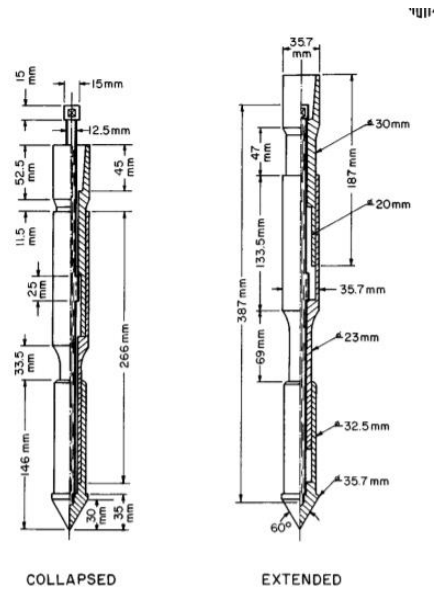


Ilustración 43 Penetrómetro de cono tipo Begemann. Fuente: ASTM D3441 (2016)



Ilustración 44 Penetrómetro tipo Begemann. Fuente: propia

El equipo de penetración es una máquina de empuje y reacción; esta proporciona un avance a una velocidad constante y suave (normalizada) y es capaz de asegurar la verticalidad de la penetración, esto una vez que la máquina ha sido nivelada y correctamente anclada al terreno. Está compuesta

por varillas de empuje de acero con una sección suficiente para sostener y no pandearse mientras el penetrómetro avanza.



Ilustración 45 Equipo de CPT utilizado. Fuente: propia

Procedimiento

Preparar la máquina de empuje de tal forma que se obtenga una penetración totalmente vertical mediante el uso de una plataforma hidráulica que induce la presión hacia el suelo. El ensayo empieza una vez que se hinca la máquina a una velocidad constate de 10 a 20 mm/seg; velocidad que permitirá al operador o ingeniero registrar las medidas correctamente.

Aplicar suficiente presión a las varillas de empuje hasta que el penetrómetro avance hacia la profundidad deseada y extender la punta. La *resistencia a la punta* se obtiene en el punto deseado a través de la penetración de las barras internas en relación con las barras de empuje externas. Una vez enganchada la punta, tirar hacia abajo del mango para hincar las varillas externas y obtener la resistencia total; la *resistencia a la fricción* del suelo es la diferencia entre la resistencia total y la resistencia a la punta. Repetir el proceso avanzando hacia las profundidades deseadas sin que el incremento de profundidad exceda de las 8 pulgadas (203 mm), en este caso se registran valores cada 200 mm.

De esta manera quedan registrados los valores de fuerza de penetración del cono Qc, y fuerza de penetración de cono y punta Rt; debido a la estratigrafía de la zona se alcanzó los 14.2 metros.



Ilustración 46 Ensayo CPT. Fuente: propia

3.1.4. ENSAYO DEL DILATÓMETRO PLANO DE MARCHETTI: DMT

El DMT no requiere un sondaje previo y es un ensayo de carga lateral, razón por la cual es posible obtener la rigidez del suelo, a diferencia de los demás ensayos in situ con los que se obtiene solo la resistencia de falla del suelo (Marchetti et al., 2013).

Equipo

El DMT consta de las siguientes partes, descritas según la norma.

(1) Una paleta de acero inoxidable de 96 mm de ancho y 15 mm de espesor.
(2) Una membrana de 60 mm de diámetro y expandible de acero, montada a ras en la superficie de una de las caras de la paleta.
(3) La unidad de control contiene manómetros y puede variar en tipo, rango y sensibilidad.
(4) Una jeringa de calibración del equipo.
(5) La unidad contiene conexiones tanto para una fuente de presión, cable electroneumático y cable de tierra.

(6) También hay una válvula de regulación de la presión gas y valvulas de descarga.

(7) Una manguera electroneumática, que corre a lo largo de las barras de hincado, hacia una caja de control en la superficie y transmite la presión de gas.

(8) Un cable de tierra que asegura la continuidad eléctrica entre el equipo y la unidad de calibración.

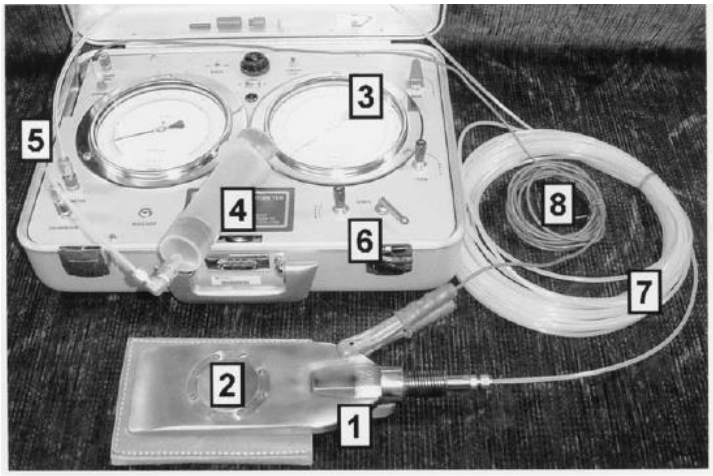


Ilustración 47 Equipo DMT. Fuente: ASTM D6635 (2017)



Ilustración 48 Dilatómetro de Marchetti utilizado. Fuente: propia

Se utilizan equipos de sondaje convencionales; o equipamientos como el que se utiliza en el CPT, el cual ejerce un empuje casi estático o equipo de penetración dinámica/percusión como el del

SPT. También se puede usar equipos de perforación utilizado para traspasar suelos muy resistentes o capas de rocas situadas por encima de la capa o capas a ensayar (Marchetti et al., 2013).



Ilustración 49 Equipo de SDMT utilizado. Fuente: propia

Procedimiento

Calibración: Se debe verificar que las partes del equipo cumplan con las especificaciones y las tolerancias dadas por el fabricante. Localizar y reparar fugas. Verificar que la paleta sea recta y afilada y la membrana no presente daños para que se expanda suavemente; use el equipo de calibración para determinar y registrar las presiones de rigidez de membrana ΔA y ΔB con precisión de 1 kPa y corregirlas para el desplazamiento del medidor. Las calibraciones deben estar dentro de las tolerancias, si por algún motivo se desmonta el equipo, el operador debe verificar dichas calibraciones para empezar.

Para empezar, se tiene que el dilatómetro es hincado verticalmente dentro del suelo a una velocidad de 10 o 30 mm/s, deteniendo el avance de la cuchilla cada 20 cm. Una vez alcanzada la profundidad deseada se detiene y se producirá una señal acústica indicando la presión de la membrana contra la paleta. En cada parada se infla la membrana desde la unidad de control, con

el fin de registrar lecturas de presión; se repite este procedimiento hasta obtener la información necesaria para determinar un perfil del suelo.



Ilustración 50 Ensayo SDMT. Fuente: propia

Una vez se empieza a presurizar la membrana y en un lapso de 30 segundos, se toman dos lecturas. La lectura A corresponde a la presión requerida para comenzar a expandir o levantar la membrana y se toma en el instante que se emita la señal. Luego, sin detener el flujo de presión A, registrar la presión B cuando aparezca la señal de que la membrana tiene un desplazamiento de 1.10 mm en contra del suelo. Alcanzada la presión B, abrir la válvula de ventilación y detener el flujo de gas para evitar la sobre expansión de la membrana. Existe una lectura C opcional, es la tomada al desinflar lentamente la membrana, después de haber registrado la presión B; la razón fundamental de esta medida es que en el depósito esta lectura es aproximadamente igual a la presión de agua u_0.

La diferencia en el SDMT radica en que este cuenta con sensores sísmicos que sirven para medir la velocidad de onda. En este caso, por encima de la paleta del dilatómetro se encuentra acoplado un tubo normalizado conformado por dos receptores ubicados a 0.5 m de distancia, al generarse una onda de corte en la superficie, la información llegará a ambos receptores; la velocidad *Vs* es

la relación entre la diferencia de distancias *S2* y *S1* (mostradas en la ilustración siguiente) y el tiempo de retraso entre el primer (azul) y segundo (rojo) receptor.

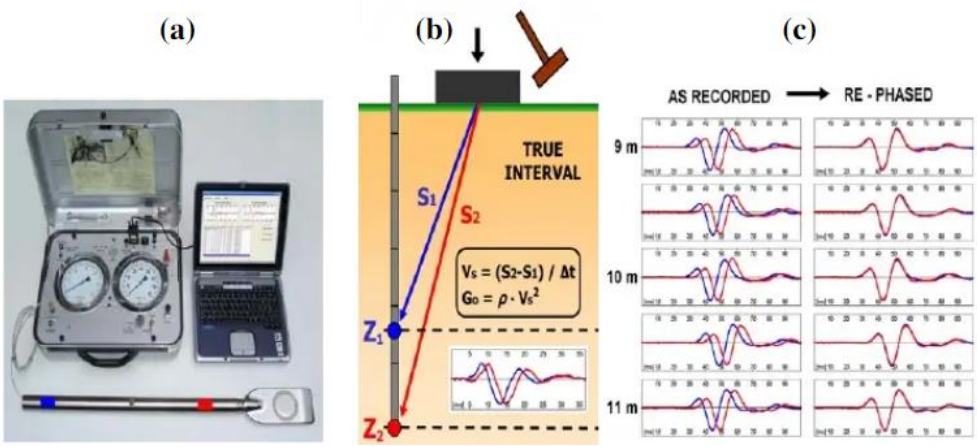


Ilustración 51 Principio del SDMT. Fuente: propia

Para generar las ondas de corte se utiliza un martillo de aproximadamente 10 kg y se golpea horizontalmente contra una base apoyada en la superficie del suelo cuyo eje mayor se encuentra paralelo al eje de los receptores para así, obtener la sensibilidad más alta a tal onda; automáticamente se genera un registro de las ondas producidas (Marchetti et al., 2013).



Ilustración 52 Generación de ondas en ensayo SDMT. Fuente: propia

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Una vez concluidos los ensayos de campo se analizan las muestras tomadas, ya sean alteradas o inalteradas, en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la PUCE. Las muestras fueron correctamente preservadas y transportadas (ASTM D4220, 2014) y siguieron los lineamientos para los registros de campo (ASTM D5434, 2009).



Ilustración 53 Laboratorio de Suelos y Materiales PUCE. Fuente: propia

3.2.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA (ASTM D854)

Equipo

Se utiliza un picómetro de 500 ml. Durante el ensayo se debe cuidar que el frasco no se moje por fuera, pues un cambio de temperatura podría alterar el equilibrio térmico.

Además, se necesita un termómetro, una cámara que mantenga la temperatura, agua destilada, un dispositivo desaireador, balanza y horno.

Procedimiento

Para el ensayo existen 2 métodos, en los cuales se puede usar suelo húmedo o seco; en este caso se trabajó con el Método A: muestra húmeda. La muestra debe ser representativa y tamizada por el Tamiz N°4. La norma muestra una tabla sobre la cantidad de muestra recomendada.

Calibración del picnómetro: El proceso consiste en obtener el volumen del picnómetro calibrado a cierta temperatura. Para esto empezar obteniendo un promedio de 5 medidas de la masa del picnómetro limpio y seco al 0.01g más cercano y logrando una desviación estándar menor o igual a 0.02g, tal como indica la norma. Luego se llena el picnómetro con agua destilada y se cuida que no existan burbujas de aire, en este caso mediante una bomba de vacío; tampoco debe haber agua adherida en el cuello del frasco. Colocarlo en baño María hasta que la temperatura del picnómetro y baño se equilibren y entonces ajustar la altura de la parte inferior del menisco con la marca de calibración extrayendo o añadiendo agua. Pesar el picnómetro más agua a una precisión de 0.01 gr y medir la temperatura del agua llevando el termómetro hasta media profundidad y con precisión de 0.1 °C. Calcular el volumen del picnómetro calibrado con la ecuación (26) y asegurarse que cumpla con una desviación estándar menor o igual a 0.05 ml.

$$V_p = \frac{M_{pw,c} - M_p}{\rho_{w,c}} \qquad (32)$$

Donde,

$\rho_{w,c} =$ La densidad del agua del agua a la temperatura de calibración (g/ml).

$M_{pw,c} =$ La masa del picnómetro y el agua a la temperatura de calibración (g).

$M_p =$ El promedio de la masa seca del picnómetro calibrado (g).

Método A: muestra húmeda

Se determina el contenido de humedad y según esto se determina el rango de masa conforme lo indica la norma ASTM D854. Se añade cerca de 100 ml de agua a la muestra para crear una lechada. Con un embudo se vierte la pasta en el picnómetro cuidando que no queden residuos.

El siguiente paso es preparar el slurry al añadir agua en el picnómetro de tal manera que alance entre el 1/3 y ½ de la altura del cuerpo principal y agitar el agua hasta formar el slurry.



Ilustración 54 Preparación del slurry mediante dispositivo licuador. Fuente: propia

Eliminar el aire atrapado en la misma mediante cualquier método que puede ser ebullición, vacío o combinando calor y vacío; tomar en cuenta los distintos tiempos de desaireación para cada método. En este caso se utilizó una bomba al vacío para extraer el aire atrapado.



Ilustración 55 Proceso de desaireación mediante bomba al vacío. Fuente: propia

Luego se realiza el llenado del picnómetro con agua de aireada introduciendo un pequeño tubo flexible hasta que su extremo esté apenas debajo de la superficie de la lechada. Cuidar que el picnómetro alcance el equilibrio térmico en un recipiente, una vez logrado se toma la masa y la temperatura del picnómetro más suelo y más agua, es importante topar solamente la boca de este para no alterar su equilibrio térmico.

Extraer toda la mezcla que conforma la lechada para posteriormente secarla al horno y obtener la masa de sólidos de suelo secos.



Ilustración 56 Material seco al horno. Fuente: propia

Cálculos

Con los datos registrados se obtiene la gravedad específica a una temperatura de 20°C.

Determinación de la masa del picnómetro más agua a la temperatura de ensayo

$$M_{pw,t} = M_\rho + (V_\rho * \rho_{w,t}) \qquad (33)$$

$\rho_{w,t}$ = Densidad del agua a la temperatura de ensayo, gr/ml.

M_ρ = Masa calibrada del picnómetro, gr

V_ρ = Volumen calibrado del picnómetro, ml

Determinación de la gravedad específica a la temperatura de ensayo.

$$G_T = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{M_{\rho w,t} - M_{\rho ws,t} - M_s} \quad (34)$$

$\rho_s =$ Densidad del suelo, gr/cm3.

$\rho_{w,t} =$ Densidad del agua a la temperatura de ensayo, gr/ml.

$M_s =$Masa del suelo seco, gr

$M_{pws,t} =$ Masa picnómetro + suelo + agua a temperatura de ensayo, gr

Para llevar la gravedad específica a la correspondiente la temperatura normalizada de 20°C, se la multiplica por el coeficiente *k* utilizando la tabla que costa en la norma ASTM D854.

Entonces, la gravedad específica de un suelo queda determinado por la siguiente expresión.

$$G = k * G_T \quad (35)$$

3.2.2. GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (ASTM D6913)

Equipo

Para realizar el ensayo se requirieron balanzas y una serie de tamices que sigue la secuencia mostrada, según la norma. Además, es posible realizar el ensayo mediante agitación manual o mecánica. En la presente investigación se realizó agitación manual, por lo que no se ocupó ningún aparato adicional. Además de la serie de tamices, se utiliza los respectivos hornos, balanzas y contenedores.



Ilustración 57 Serie de tamices. Fuente: propia

Procedimiento

Para preparar la muestra se debe homogenizar el suelo en estado natural desmenuzándolo con un mazo y tratando de evitar romper sus partículas individuales. Para obtener una muestra representativa se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del árido.

La norma establece la cantidad de masa recomendada para realizar el ensayo mediante la siguiente tabla.

Tabla 13 Tamaño de muestra que retiene el tamiz N°10. Fuente ASTM D6913

TABLE 2 Minimum Mass Requirement for Specimen

Maximum Particle Size of Material (99 % or more passes)		Minimum Dry Mass of Specimen, g or kg[A]	
Alternative Sieve Designation	Maximum Particle Size, mm	Method A Results Reported to Nearest 1 %	Method B Results Reported to Nearest 0.1 %
No. 40	0.425	50 g	75 g
No. 10	2.00	50 g	100 g
No. 4	4.75	75 g	200 g[B]
⅜ in.	9.5	165 g[C]	[D]
¾ in.	19.0	1.3 kg[C]	[D]
1 in.	25.4	3 kg[C]	[D]
1-½ in.	38.1	10 kg[C]	[D]
2 in.	50.8	25 kg[C]	[D]
3 in.	76.2	70 kg[E]	[D]

Según la norma, se debe utilizar algún método de dispersión antes de lavar el material por el tamiz N°200. En este caso, el material fue remojado sin utilizar ningún agente dispersante adicional. El material queda cubierto de agua durante un tiempo mínimo de 5 minutos, este puede aumentar dependiendo del contenido de partículas finas. Para facilitar el proceso de dispersión es posible utilizar un agitador.

Al finalizar el proceso de dispersión se lava el material por el tamiz N°200 con el objetivo de eliminar el material fino. Asegurarse que se haya lavado todo el material fino y transferir la muestra retenida en el tamiz a un recipiente de masa conocida, secar el material al horno y determinar la masa seca del material lavado.

Depositar el material en el tamiz superior, todos deberán estar limpios y ordenados en forma decreciente hasta el N°200. El juego deberá contar de una tapa en la parte superior y una bandeja de residuos en la inferior. Se agita el juego de tamices llevándolo de izquierda a derecha, luego girar una sexta parte y volver a agitar a intervalos de 25 golpes.

Determinar la masa retenida para cada tamiz dentro del conjunto de tamices y luego la masa acumulada retenida. En base a estas mediciones, se determina el porcentaje que pasa cada tamiz. Se debe constatar que la suma de material en cada tamiz sea aproximadamente la misma de la masa inicial antes de tamizar.

El resultado de ensayo es la curva granulométrica que es una gráfica semilogarítmica de los porcentajes de suelo pasantes Vs la abertura de tamiz o tamaño de la partícula.

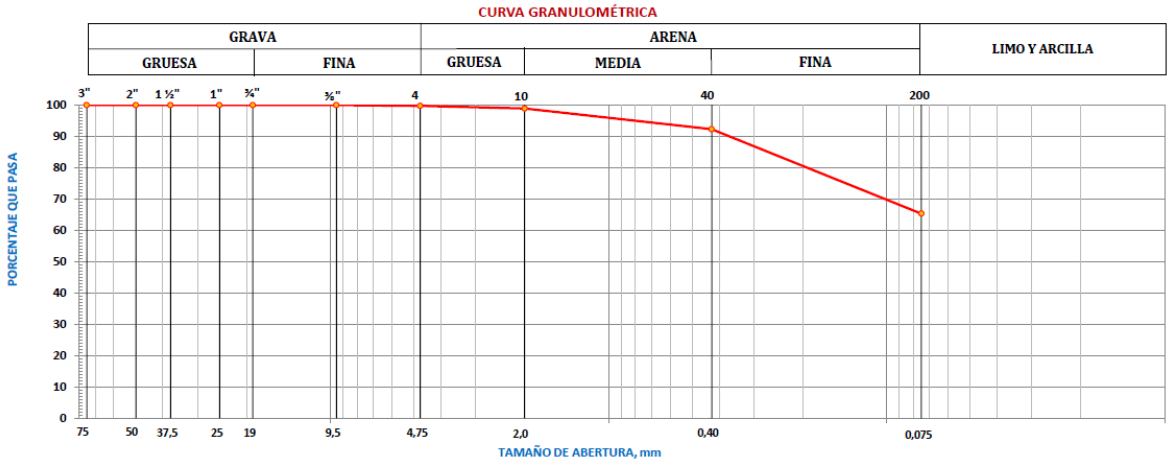


Ilustración 58 Curva granulométrica. . Fuente: propia

3.2.3. GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO (ASTM D7928)

Equipo

Para el ensayo se utilizó un hidrómetro tipo 152 H cuyas características se muestran en la ilustración y están establecidas por la norma ASTM D7928. Se ocupan cilindros de sedimentación de 1000 ml con altura de 457mm y diámetros que varían entre 55 y 64 mm. Además, para el ensayo es necesario contar con un termómetro, cronómetro, balanzas, horno, agitador manual, agua destilada, un agente floculante (hexametafosfato de sodio) y un matraz Erlenmeyer con capacidad entre 250 y 500 ml.

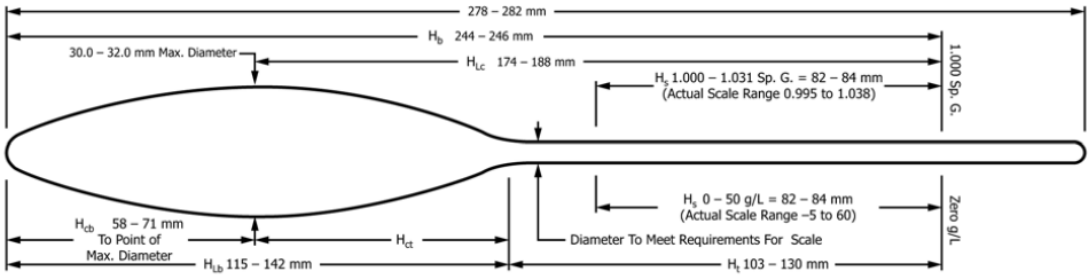


Ilustración 59 Hidrómetro y sus dimensiones. Fuente: ASTM D7928



Ilustración 60 Cilindro de sedimentación e Hidrómetro 152 H. Fuente: propia

Procedimiento

Se sigue el procedimiento para muestras húmedas. Se debe obtener una muestra de material que no contenga partículas mayores al tamiz N°10 (2mm). Luego mezclar para obtener una muestra reducida y uniforme. A esta muestra se la denomina muestra de sedimentación y la cantidad a utilizar se establece en la misma norma.

Para empezar el ensayo mezclar 5 gr de hexametafosfato de sodio con 100 ml de agua destilada y disolverlo, luego agregar la mezcla a la muestra de sedimentación. Dispersar la suspensión mediante un aparato de agitación y transferir toda la suspensión al cilindro de sedimentación, agregar agua hasta llegar a la marca de 1000 ml y mezclar procurando que no haya espuma en la parte superior.

Cubrir los cilindros y permitir que el suelo se asiente durante la noche cuidando controlar la temperatura para equilibrar la suspensión. Luego de este período de acondicionamiento verificar la suspensión para que no haya indicios de floculación, de ser el caso la prueba no es válida.

Una vez equilibrada la suspensión volver a agitar para crear una suspensión uniforme, asegurarse de que se trabaje en una superficie plana y estable. Empezar inmediatamente con las lecturas del hidrómetro, se toman en tiempos de 1, 2, 4, 15, 30, 60, 240 y 1440 minutos. Aunque se permite tomar lecturas adicionales.

Para registrar la lectura, aproximadamente 15 segundos antes introducir con cuidado el hidrómetro en el cilindro de sedimentación a una profundidad similar a la que flotará, una vez que el hidrómetro esté estable tomar la lectura y registrar el tiempo transcurrido. Retirar el hidrómetro con un movimiento constante y tocar la punta en el caso de que haya una gota, para que regrese al cilindro. Tomar la temperatura al menos cada 30 minutos.

Secar la muestra y obtener la masa seca del suelo más el dispersante. Luego, volver a remojar la muestra con agua y lavarla pasándola por el tamiz N°200 asegurándose no perder material. Meter la muestra al horno por un tiempo adecuado y registrar la masa de suelo seco retenido en el tamiz N°200, sabiendo de antemano que el dispersante ha sido eliminado en el proceso de lavado.

Cálculos

El objetivo es obtener una gráfica semilogarítmica que muestra la curva granulométrica de la parte fina del suelo. La norma establece además las ecuaciones correspondientes para determinar el porcentaje más fino y la profundidad efectiva.

- Porcentaje más fino (Hidrómetro 152H)

$$N_m = 0.6226 * \left(\frac{G_s}{G_S - 1}\right) * \left(\frac{V_{sp}}{M_d}\right)(r_m - r_{d,m}) * \left(\frac{100}{1000}\right) \quad (36)$$

Donde,

$Gs =$ Gravedad específica del suelo, con tres dígitos significativos.

$V_{sp} =$ Volumen de suspensión, cm3.

$M_d =$ Masa de suelo seco del espécimen de sedimentación, gr.

r_m = Lectura del hidrómetro en suspensión en lectura m, legible al 0.00025

$r_{d,m}$ = Lectura del hidrómetro de la solución de referencia a la misma temperatura que la lectura m, cercana al 0.0001.

m = subíndice que indica el número de lectura.

- Diámetro máximo de la partícula en suspensión

$$D_m = \left(\sqrt{\frac{18\mu}{\rho_w * g * (Gs - 1)} * \frac{H_m}{t_m}}\right) * 10 \quad (37)$$

Donde,

D_m = Diámetro de la partícula, con 2 dígitos significativos, mm.

μ = Viscosidad del agua a 20°C.

ρ_w = Densidad del agua a 20°C.

g = Gravedad tomada como 980.7 cm/s2

t_m = tiempo transcurrido, s.

Los resultados de este ensayo se combinan con los resultados del ensayo de granulometría por tamizado (ASMT D6913, 2017) para obtener un análisis de toda la muestra de suelo y como

resultado una curva de gradación completa. Para esto, se agregó a la gráfica por tamizado los nuevos diámetros de partículas y el porcentaje fino pasante en la granulometría por tamizado.

3.2.4. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216)

Equipo

Un horno que alcance y mantenga una temperatura a 110°C ± 5 cuando se trate de suelos no orgánicos. En suelos con presencia de material orgánico se debe usar un horno a 60°C pues la intensidad del calor podría descomponer tal materia; también usar esta temperatura cuando exista presencia de yeso ya que el calor podría deshidratar este material.

Contenedores de especímenes hechos de un material no corrosivo que soporte temperaturas altas. Además de balanzas y equipo correcto de manipulación del suelo.

Procedimiento

El ensayo debe realizarse tan pronto acabe el muestreo para evitar la pérdida de humedad del material. El suelo debe ser transportado siguiendo los lineamientos la norma técnica ASTM D4220, usando materiales herméticos para evitar la evaporación del agua o cualquier alteración en la humedad. Cuidar que el lugar donde se los deja tenga una temperatura adecuada.

La cantidad de material usada debe ser mayor a 20 gr para que sea representativa, sin embargo, la cantidad depende del TM. La norma presenta la siguiente tabla donde se especifica la masa mínima recomendada para el ensayo según el tamaño máximo de sus partículas.

Tabla 14 Masa mínima recomendada. Fuente: ASTM D 2216

Tamaño máximo de partículas (100% pasando)	Tamaño malla estándar	Masa mínima recomendada para especímenes húmedos de prueba para contenido de humedad reportado al ± 0.1%	Masa mínima recomendada para especímenes húmedos de prueba para contenido de agua reportado al ± 1%
2 mm o menos	# 10	20 g	20 g*
4.75 mm	# 4	100 g	20 g*
9.5 mm	3/8 pulg	500 g	50 g
19.0 mm	¾ pulg	2.5 kg	250 g
37.5 mm	1 ½ pulg	10 kg	1 kg
75.0 mm	3 pulg	50 kg	5 kg

Cuando sea posible, el material debe ser homogeneizado para tener una porción de humedad más representativa del todo. En muestras inalteradas se debe tomar porciones utilizando alguna

herramienta afilada, quitar los extremos y remover las partes que no tengan concordancia con la porción principal.

Identificar cada contenedor que vaya a ser usado y anotar su peso en estado seco limpio. Añadir la porción de suelo y tomar el peso del recipiente más suelo húmedo. Según la existencia o no de material orgánico, llevarlo al horno respectivo por un lapso de 24h. Por último, retirar el contenedor del horno, esperar un tiempo adecuado para que se enfríe y pueda ser manipulado, y tomar el peso del recipiente más el material seco.



Ilustración 61 Muestras para contenido de humedad

Aplicar la siguiente fórmula para obtener el porcentaje de contenido de humedad.

$$w\ (\%) = \frac{M_{cms} - M_{cds}}{M_{cds} - M_c} * 100\% \qquad (38)$$

Donde,

M_{cms}= Masa del contenedor más suelo húmedo, gr.

M_{cds}= Masa del contenedor más suelo seco, gr

M_c= Masa del contenedor, gr

3.2.5. DENSIDAD EN LABORATORIO (ASTM D7263)

El método se puede aplicar a suelos intactos, remoldeados, perturbados y reconstituidos. Se diferencian dos métodos de los cuales se utiliza el método A.

Método A: Se mide el volumen del suelo cubierto previamente de parafina a partir del volumen de agua desplazado. Este método se usa en materiales donde no existe riesgo de que la cera penetre el material.

Equipos

Se utiliza parafina de una densidad conocida y constante; así como un recipiente y algún dispositivo que permita calentarlo hasta llevarlo a la consistencia adecuada. También se utiliza horno, termómetro, balanza y una cesta de alambre de 3.35 mm o menos.

Además, la balanza debe ser capaz de medir la masa suspendida en el agua (balanza hidrostática), esto se logra suspendiendo la cesta de alambre en el depósito de agua con un hilo fino que se integra en la balanza.

Procedimiento

Las muestras deben cumplir con la dimensión mínima de 30 mm para realizar el ensayo y la partícula más grande de la porción debe ser menor que la décima parte del lado más pequeño de la muestra. De preferencia cortar el espécimen en una forma regular evitando los ángulos reentrantes para evitar que haya inconvenientes en el proceso de cubrir totalmente con la parafina. Manejar la muestra con cuidado y en un ambiente de temperatura controlada.

Registrar la masa de la muestra en su estado natural. Una vez fundida la parafina, sumergir el espécimen en la misma poniendo atención en cubrir todas las cavidades, también se puede usar un pincel para mayor facilidad. Aplicar una segunda capa de parafina y registrar el peso del suelo más parafina.

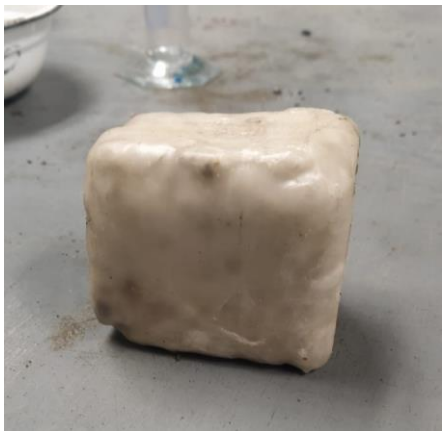


Ilustración 62 Muestra con parafina. Fuente: propia

Llenar el recipiente con agua y sumergir la cesta que se encuentra enganchada a la balanza. Es importante que haya sido previamente equilibrada y que los bordes de la cesta no topen con el recipiente. Sumergir la muestra parafinada en la cesta y registrar la masa sumergida.

Finalizado el ensayo, quitar la parafina y determinar el contenido de humedad de la muestra. Ya que se ha realizado el Método A, aplicar la siguiente expresión para determinar el valor de la densidad.

$$\rho_m = \frac{M_t}{\frac{M_c - M_{sum}}{\rho_w} - \frac{M_c - M_t}{\rho_p}} \qquad (39)$$

Donde,

ρ_m= Densidad total del suelo en estado natural, gr/cm

ρ_w= Densidad del agua a temperatura de ensayo, gr/cm

ρ_p= Densidad de la parafina, gr/cm

M_t= Masa de la muestra en estado natural, gr

M_{sum}= Masa de la muestra parafinada sumergida, gr

M_c= Masa de la muestra parafinada, gr

3.2.6. LIMITES DE ATTERBERG (ASTM D4318)

LÍMITE LÍQUIDO, LL

El valor correspondiente al límite líquido se obtiene realizando el ensayo en la copa de Casagrande, en este caso mediante el método multipunto.

Equipo

Copa de Casagrande: un dispositivo que puede ser mecánico o manual. Consiste en una copa de latón con dimensiones estandarizadas de una semi esfera cuyo peso varía entre 185 y 215 gr; la copa se encuentra suspendida por un brazo que controla la caída de esta sobre un bloque cuyo material tiene un rebote de resiliencia entre 77% y 90%. La base del dispositivo es de goma, con el fin de proporcionar aislamiento dinámico y no interferir con los resultados. La altura de caída

es de 10 mm, y en el caso de ser un aparato mecánico la velocidad del motor es de 2±0.1 revoluciones por segundo.

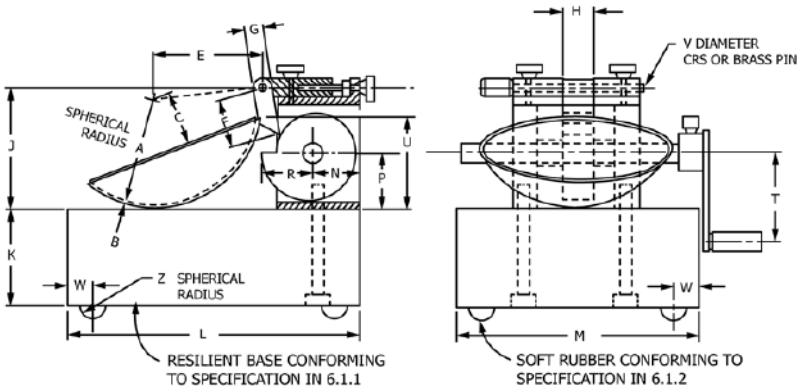


Ilustración 63 Copa Casagrande. Fuente: ASTM D4318

Acanalador: herramienta de metal con dimensiones estandarizadas para trazar la ranura durante el ensayo.

DIMENSIONS

LETTER	A Δ	B Δ	C Δ	D Δ	E Δ	F Δ
MM	2 ± 0.1	11 ± 0.2	40 ± 0.5	8 ± 0.1	50 ± 0.5	2 ± 0.1
LETTER	G	H	J	K Δ	L Δ	N
MM	10 MINIMUM	13	60	10 ± 0.05	60 DEG ± 1 DEG	20

Δ *ESSENTIAL DIMENSIONS*

□ *BACK AT LEAST 15 MM FROM TIP*

NOTE : DIMENSION A SHOULD BE 1.9–2.0 AND DIMENSION D SHOULD BE 8.0–8.1 WHEN NEW TO ALLOW FOR ADEQUATE SERVICE LIFE

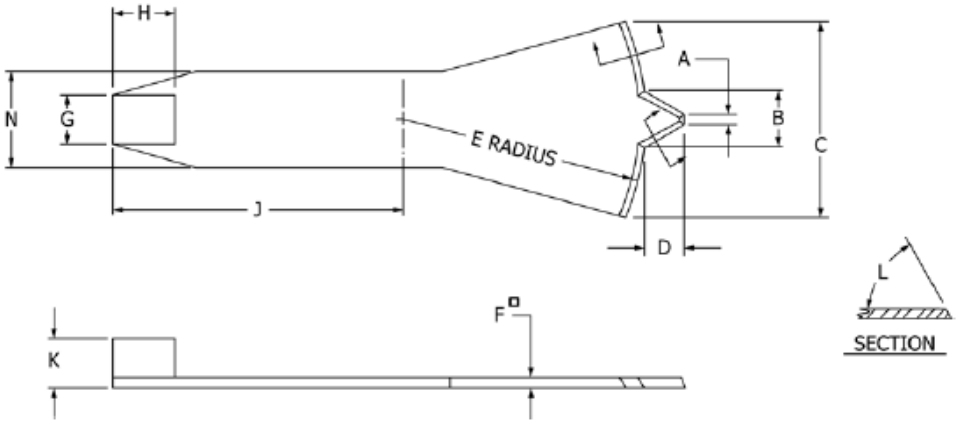


FIG. 3 Grooving Tool (Optional Height-of-Drop Gauge Attached)

Ilustración 64 Acanalador. Fuente: ASTM D4318

Procedimiento

Preparar la muestra para el ensayo tamizando entre 150 y 200 gr de suelo por el tamiz N°40 (0.425 mm). Agregar agua hasta obtener una pasta de consistencia tal, que permita conseguir entre 25 y 30 golpes, asegurándose de que toda la muestra sea homogénea.



Ilustración 65 Preparación de la muestra para ensayos de límites. Fuente: propia

Extender y presionar el suelo en la copa con la ayuda de una espátula, de tal manera que la superficie del suelo quede a 10mm de la parte más profunda de la copa y no se formen vacíos o burbujas de aire.

Con la ayuda del acanalador trazar una ranura que coincida con el eje del aparato de tal manera que divida la muestra en 2 partes simétricas. Inmediatamente se procede a contabilizar los golpes necesarios hasta que los bordes del suelo se unan 13 mm de manera longitudinal.



Ilustración 66 Ensayo de Límite Líquido. Fuente: propia

Tomar una muestra de suelo en la zona donde se cerró el surco para obtener el contenido de humedad y registrar el número de golpes que fueron necesarios, de esta forma se obtiene el primer punto para la gráfica N° de golpes Vs Contenido de Humedad. Retirar el suelo y limpiar la copa para proceder con el siguiente punto.

El ensayo consiste en variar el contenido de humedad del suelo hasta obtener 3 valores de número de golpes comprendidos entre 15 y 25, entre 20 y 30, y entre 25 y 35. Registrar los 3 puntos y graficarlos en la curva N° de golpes VS Contenido de humedad en escala semilogarítmica, donde el límite líquido representa el contenido de humedad a los 25 golpes.

LÍMITE PLÁSTICO, LP

El ensayo de límite plástico debe realizarse una vez hecho el ensayo para la obtención de límite líquido, o mientras se realiza el mismo, con la misma muestra de suelo.

Equipo

El ensayo como tal no necesita de ningún dispositivo mecánico. Se requiere una base de vidrio lisa para la formación de rollos y papel filtro para secar la muestra de suelo en caso de que el contenido de humedad supere el necesario.

Procedimiento

Preparar la muestra al tomar una porción de alrededor 20 gr del suelo. Reducir el contenido de humedad del suelo hasta tener una consistencia que permita amasar el suelo entre las manos sin que este se pegue.

Una vez logrado el contenido de humedad apropiado se debe amasar el suelo con los dedos y formar rollos de 3.2 mm de diámetro sobre la superficie de vidrio, sin que esto conlleve más de 2 minutos. La cantidad de presión que se ejerza para formar los rollos dependerá del tipo de suelo.

Cuando el diámetro llegue a 3.2 mm juntar el suelo, volver a amasar, formar una masa elipsoidal y continuar enrollando el suelo hasta los mismos 3.2 mm. Se realiza este proceso hasta que aparezcan grietas y el hilo se desmorone al aplicar la presión requerida para crear el rollo.

Realizar el ensayo hasta obtener una cantidad significativa de rollos que permitan obtener el contenido de humedad, que viene a ser el límite plástico.



Ilustración 67 Ensayo de límite plástico. Fuente: propia

3.2.7. COMPRESION SIMPLE (ASTM D2166)

El ensayo de compresión simple se realiza a una muestra de suelo cilíndrica sin confinamiento, consiste en aplicar una carga axial a razón de 0.5 a 2%/min hasta llevarlo a la falla; el último esfuerzo será la resistencia a la compresión no confinada.

Equipo

El equipo comprende una máquina de compresión, que estará adecuada con una plataforma donde descansará la muestra mientras es comprimida a través de un dispositivo de carga hidráulica que maneje las velocidades prescritas, dispositivos para medir la carga y la deformación, además la máquina debe ser capaz de medir el esfuerzo con precisión de 3 dígitos significativos o 1 KPa.

Además, para tener la muestra lista se necesitan herramientas de tallado, balanza de precisión y algún dispositivo para realizar las mediciones.



Ilustración 68 Máquina utilizada para ensayo de Compresión Simple. Fuente: Propia

Procedimiento

Para la elaboración de las muestras se deben tomar algunas consideraciones:

- El espécimen debe ser de forma cilíndrica con un diámetro mínimo de 30 mm.
- La partícula más grande debe ser menor que el 1/10 del diámetro de la probeta. En caso de ser una muestra con 72 mm o más de diámetro, la partícula deberá ser menor al 1/6.
- La relación altura / diámetro deberá estar entre 2 a 2.5. Determinar tales dimensiones como el promedio de 3 mediciones para cada una.

En caso de contar con muestras inalteradas se pueden analizar los especímenes sin recortar, asegurándose de que cumplan con los requerimientos mencionados. En el caso de que la muestra se encuentre en un muestreador, utilizar el dispositivo de extracción, con cuidado para evitar cualquier perturbación que genere impacto durante el ensayo. Las muestras remodeladas y reconstituidas deben prepararse procurando obtener densidades uniformes y con las dimensiones que cumplan las especificaciones. Asegurarse de que las muestras estén protegidas contra cambios en su humedad antes de ensayarse. Todas las muestras deben tener sus extremos perpendiculares al eje longitudinal. Quitar gravas y rellenar con suelo remodelando los orificios.



Ilustración 69 Muestra tallada para compresión simple. Fuente: Propia

Centrar la probeta en la plataforma de la máquina de compresión y ajustar el dispositivo de carga de tal manera que solo haga contacto con la superficie. Para iniciar la aplicación de la carga el indicador de deformación debe estar en cero y se deben registrar las dimensiones del espécimen.

Aplicar la carga a razón de 0.5 a 2 %/min y, en caso de que la máquina no arroje los datos automáticamente, registrar los valores de carga y deformación a intervalos suficientes para generar la curva. Continuar cargando hasta llegar a la falla o hasta alcanzar el 15% de la deformación unitaria.

Por último, registrar el modo de falla mediante una fotografía o un esquema y determine el contenido de humedad de la muestra.



Ilustración 70 Probeta ensayada a compresión simple. Fuente: Propia

3.2.8. TRIAXIAL U-U (ASTM D2850)

Se realizan ensayos triaxiales UU para obtener la resistencia al corte no drenado, saturando la muestra al 100% antes de ensayar cada muestra.

Equipo

Se utiliza un dispositivo de carga axial, en este caso el mismo equipo que se muestra en la Ilustración 59, el cual es accionado mediante un dispositivo de carga hidráulica cuyas vibraciones son lo suficientemente pequeñas para no afectar la muestra. También cuenta con un dispositivo para medir la carga axial con tres dígitos significativos y con un indicador de deformación vertical.

Se utiliza una cámara de compresión triaxial que posee una placa tanto en la parte superior como en la base de un cilindro transparente que soportará la presión aplicada y permitirá visualizar el

comportamiento. La presión de la cámara es aplicada, controlada y medida por un dispositivo. Además, para evitar el drenaje se utiliza una tapa y una base rígidas, impermeables y circulares, del mismo diámetro inicial del espécimen.

Para que la muestra quede encerrada y no exista ninguna fuga se utiliza una membrana de goma; su diámetro debe estar entre el 90 y 95% de la muestra para no restringir demasiado su deformación.

Procedimiento

Se tallan las muestras a un diámetro de 35 mm y a una altura de 70 mm cuidando cumplir con la relación de altura/diámetro de 2 a 2.5 y que, el diámetro de la partícula más grande sea menor que un sexto del diámetro del espécimen, como lo establece la norma ASTM D2850. En el proceso de tallado cuidar que el plano del diámetro sea perpendicular al eje de la muestra y que no se produzcan perturbaciones durante la manipulación. Registrar tres alturas, tres diámetros, la masa y el contenido de humedad del espécimen.

Sellar la muestra con la membrana y poner la tapa y base en los extremos, colocar el espécimen en la cámara triaxial. El pistón debe ponerse en contacto con la tapa de espécimen varias veces hasta asegurar el alineamiento y asentamiento adecuado, registrar la deformación; mantenerlo bloqueado hasta la aplicación de la presión en la cámara. Alinear todo para evitar la aplicación de una fuerza lateral.

Empezar el proceso de saturación que consiste en aplicar una presión externa en la cámara (cell pressure) y se mantiene una presión interna a la muestra (back pressure) con una diferencia de 5kPa por debajo para así mantener la condición del espécimen, se realiza este proceso hasta que ya no ingrese más agua a la muestra y considerarla como saturada.



Ilustración 71 Proceso de saturación

Una vez alcanzada la saturación llevar la presión de saturación a la presión de confinamiento (σ3), esperar aproximadamente 10 minutos hasta que la muestra se estabilice bajo esta presión. Una vez registrada la lectura inicial de deformación cuando el pistón hace contacto con la tapa empezar el proceso de carga axial a una tasa de deformación entre 0.3 y 1 %/min, la velocidad se escoge en base al tipo de suelo para que este falle en menos de 15 minutos. En este caso, el software registra las lecturas necesarias para formar la curva Esfuerzo Vs Deformación. Registrar hasta que la curva caiga un 20% más después de que ésta alcance su punto máximo, cuando se alcance un 15% de deformación axial o cuando a deformación alcance el 5% luego de llegar a su pico. Por último, registrar el modo de falla en una fotografía o un esquema.

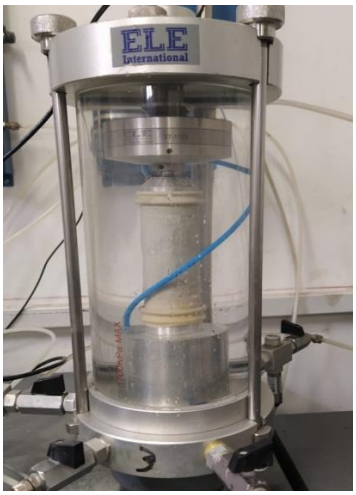


Ilustración 72 Ensayo Triaxial U-U. Fuente: Propia

CAPÍTULO 4
ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS

4.1. RESULTADOS

4.1.1. EXTRACCIÓN CONTÍNUA

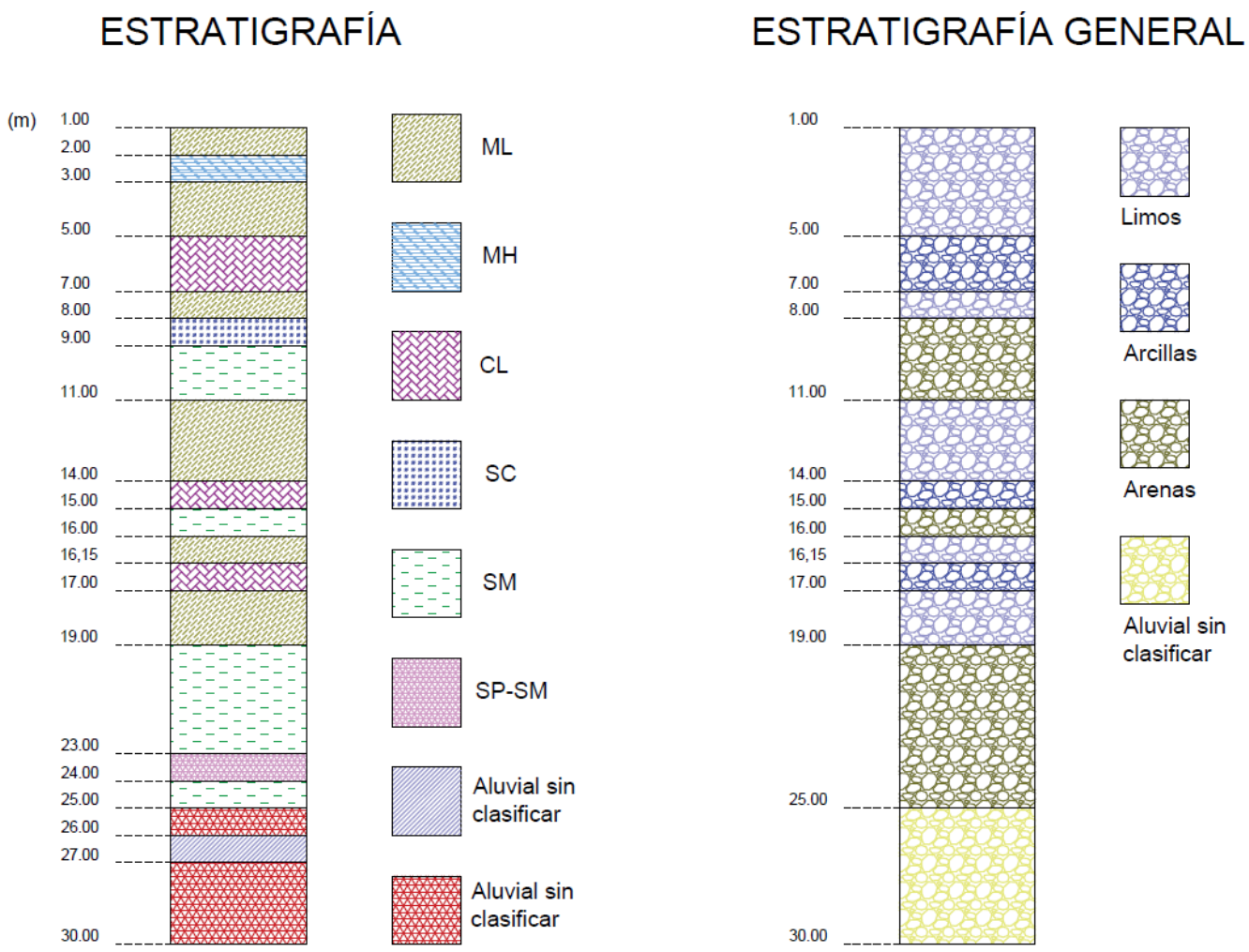


Ilustración 73 Estratigrafía del pozo

Los resultados de la extracción continua indican una estratigrafía compuesta por limos, arcillas, arenas y aluvial sin clasificar. Es decir, en 30 metros de profundidad se tiene una alta variación de las características del suelo.

Los primeros 8 metros están conformados por suelos finos, estratos de limos interrumpidos por un estrato de arcilla de los 5 a 7 metros de profundidad. A los 8 metros se encuentra el estrato de arena limosa y arcillosa conformado hasta los 11m. Luego se vuelve a encontrar un estrato de

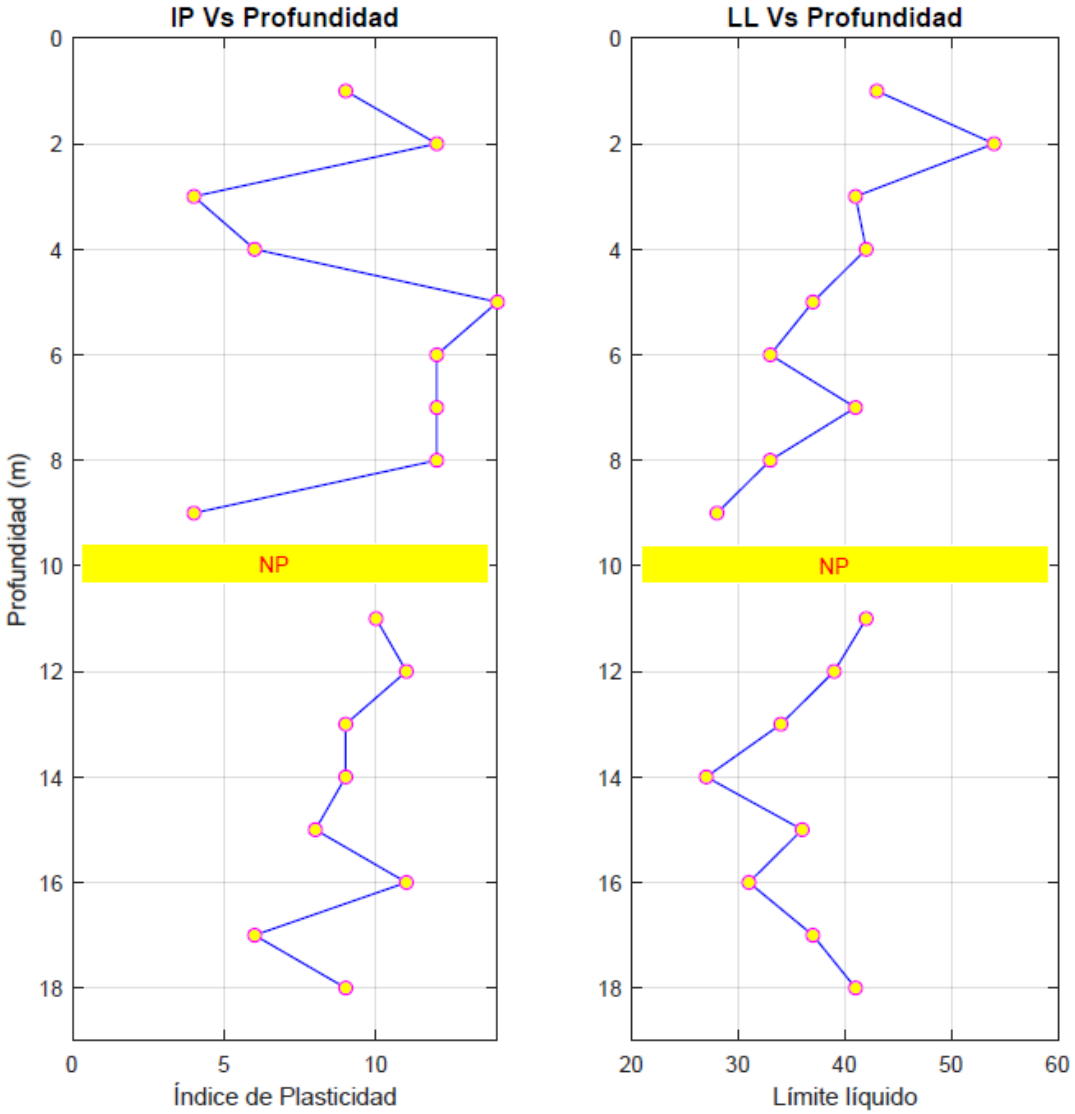
suelos finos hasta los 19 metros interrumpido por un pequeño estrato de arena- limosa- en el tramo de 15 a 16 metros.

A partir del metro 19 hasta los 24 metros aparece nuevamente la arena limosa, en adelante hay una notable disminución de finos y arenas y más bien el estrato se conforma por el depósito de aluvial compuesto por rocas de considerable dimensión en matriz de arena.

En cuanto a la plasticidad de los estratos, a partir del metro 18 en adelante los suelos se vuelven no plásticos. Se tiene un índice plástico variable en un rango de 4 a 14, siendo las profundidades de 5 a 8 metros las más plásticas con IP de 12 a 14, correspondientes a limos y arcillas. También en el metro 2 se tiene un IP de 12 correspondiente a un limo de alta plasticidad según la clasificación SUCS.

A los 9 metros se tiene un estrato ligeramente plástico y es concordante con la estratigrafía que muestra una arena limosa en tal profundidad. El siguiente tramo correspondiente a los 10 metros se caracteriza por ser un suelo no plástico, coherente con la gráfica de granulometría donde se demuestra que la cantidad de arena aumenta significativamente. Para el resto de los tramos, es decir de 11 a 18 metros, se tiene una plasticidad que varía en un rango de 8 a 11 calificándose con plasticidad baja a media.

Como segundo aspecto tenemos al límite líquido que muestra una variación de 28 a 54 y predominando el rango de 30 a 40. El LL mayor corresponde a los 2 metros de profundidad perteneciente a un limo de alta plasticidad.

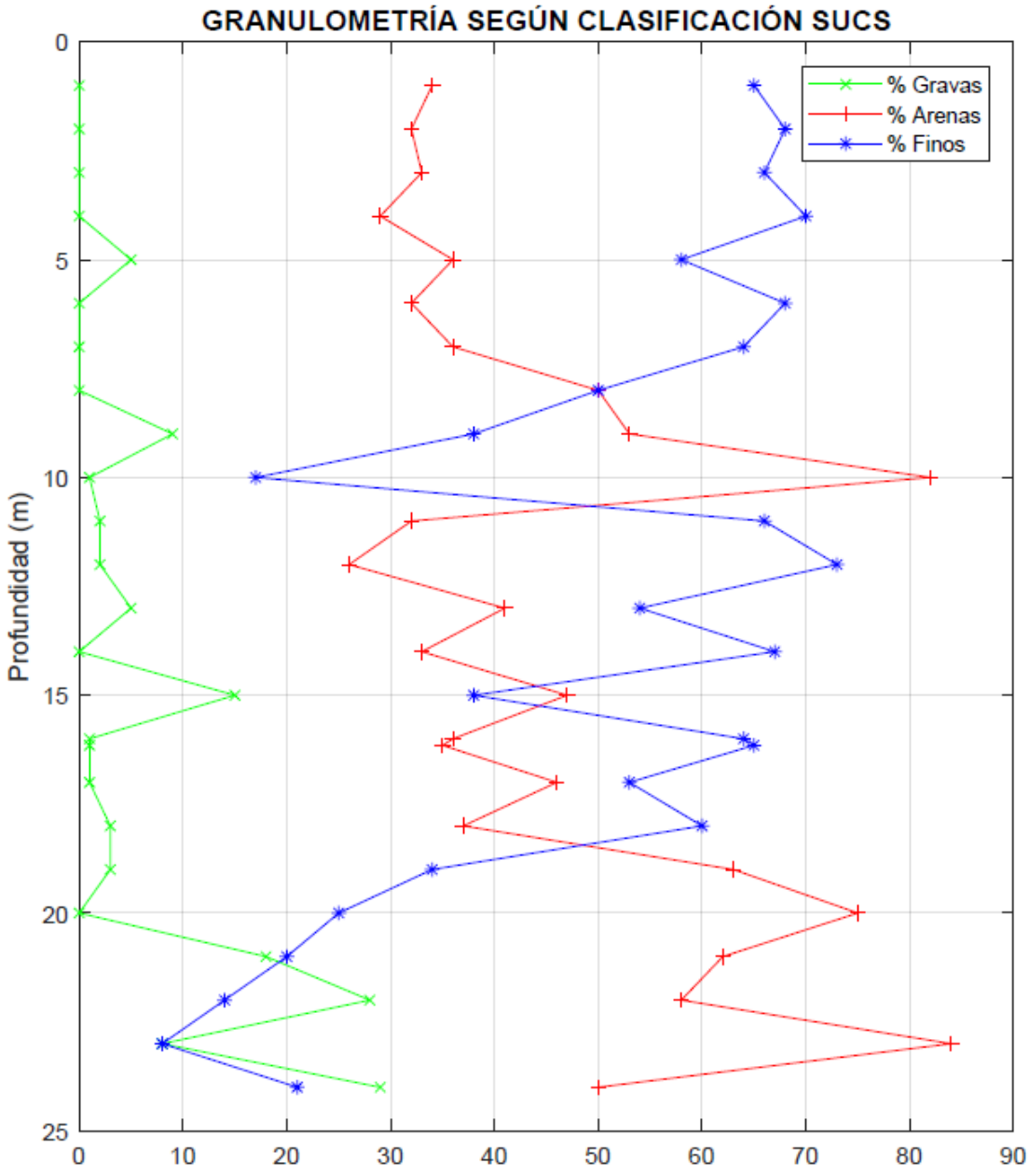


Gráfica 1 Límite Líquido e índice Plástico Vs Profundidad

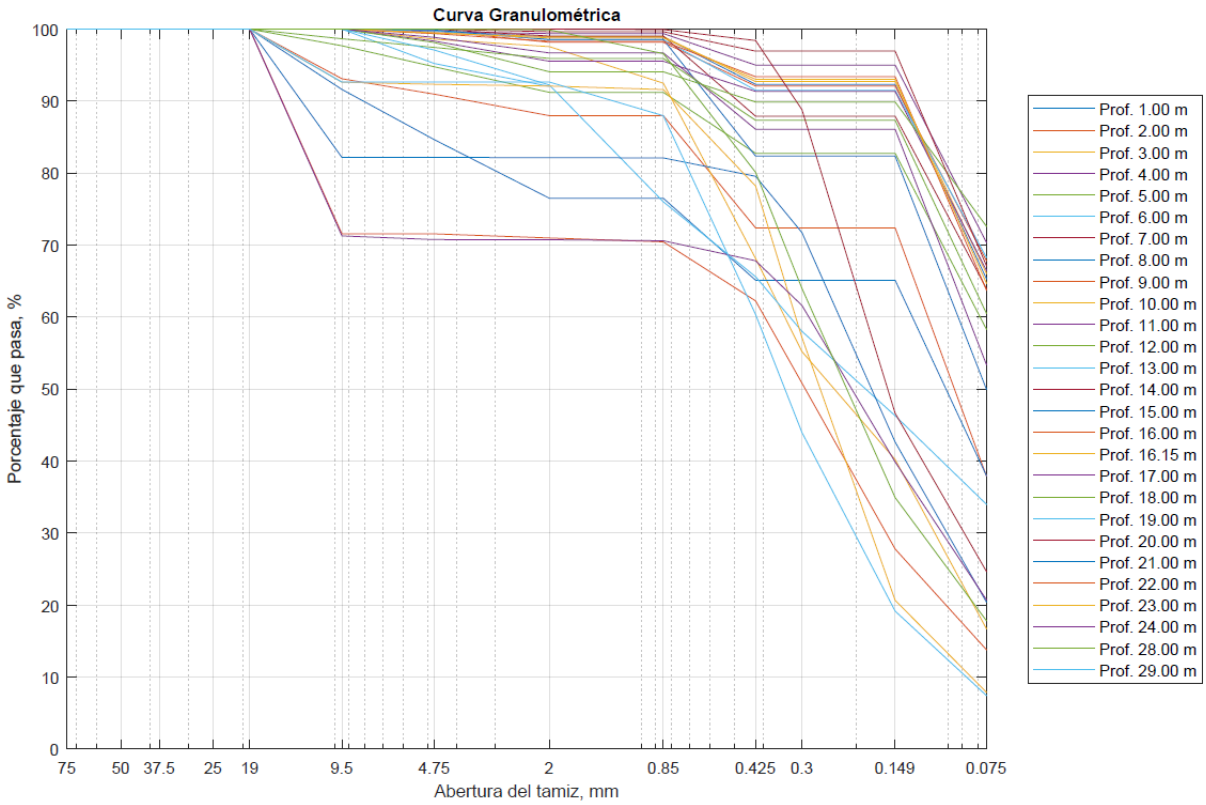
Analizando la estratigrafía desde el punto de la granulometría mostrada en la gráfica 2, se puede notar que no existe gran cantidad de gravas hasta el metro 21, donde su porcentaje varía entre 10% y 30% hasta convertirse en grava.

Por otra parte, la variación de la cantidad de finos y arenas marca una tendencia clara hasta los 19 metros; también es notorio que la cantidad de finos es predominante exceptuando el metro 10 donde predomina la arena. A partir del metro 19 es la arena la que prevalece y marcando una diferencia aún mayor entre diámetros de partículas.

En el metro 8 se da una peculiaridad puesto que se tiene la misma cantidad de finos y arenas, el estrato está clasificado como una arena limosa según el SUCS; en este punto el suelo deja de ser fino y pasa a ser arenoso hasta el metro 10. La gráfica general muestra la amplia variación de tamaños de partículas en la profundidad analizada, existen tramos con características similares que son interrumpidos por estratos diferentes tales como en el metro 10 y en el metro 15.



Gráfica 2 Granulometría Vs Profundidad



Gráfica 3 Resumen de las Curvas Granulométricas

Las muestras obtenidas de la perforación quedan registradas en las fotografías mostradas en la siguiente ilustración. Se observa que se obtuvo la muestra de forma continua y sin interrupción durante los 19 primeros metros. A esta profundidad el porcentaje de arena aumenta, esto implica trabajar con suelos más sueltos y arenas que se lavan al ingresarles agua, por lo que se vuelve más difícil conservar el tramo de suelo completo en el tubo muestreador; en los últimos metros solo se logra recuperar fragmentos de aluvial sin clasificar.

1.00 m - 4.00 m	5.00 m - 8.00 m	9.00 m - 12.00 m	13.00 m - 16.00 m



17.00 m - 20.00 m	21.00 m - 24.00 m	25.00 m - 28.00 m	29.00 m - 30.00 m

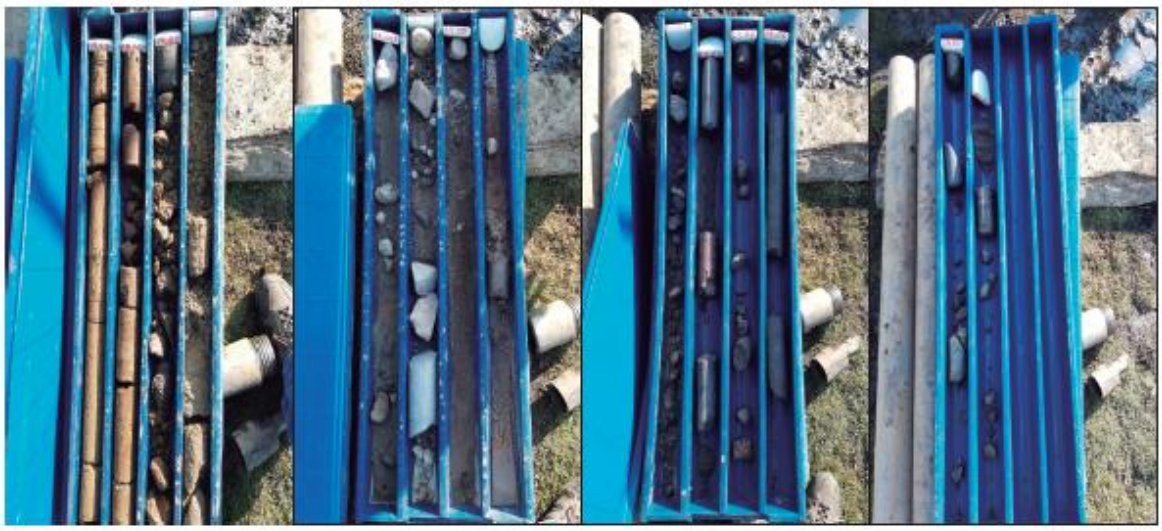


Ilustración 74 Registro de muestras para la perforación continua

4.1.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Los dos ensayos SPT realizados arrojaron resultados distintos, aun cuando ambos fueron llevados a la energía estándar de 60%. La variación de los resultados se muestra en la gráfica 4.

Primero tenemos que para el SPT realizado con la perforadora Acker ACE y martillo Safety avanzando hasta los 30 m de profundidad, se obtuvo un número de golpes medible a cada metro de profundidad que se practicó el ensayo hasta los 19 metros, con excepción del metro 15 en el cual el resultado dio rechazo, en todos se obtuvo la respectiva muestra alterada con el muestreador de cuchara partida. A partir del metro 20 hasta la profundidad investigada el resultado fue rechazo y se ocupó un muestreador de núcleo mediante el método de perforación por rotación para extraer la respectiva muestra.

Hasta los 8 metros de profundidad la tendencia no excede los 10 golpes. Del metro 9 al 13 existe un gran incremento respecto de los anteriores, para este caso el número de golpes se desarrolla desde los 40 a los 50 golpes, es decir acercándose mucho al límite y de repente bajando drásticamente en el metro 14 a los 8 golpes.

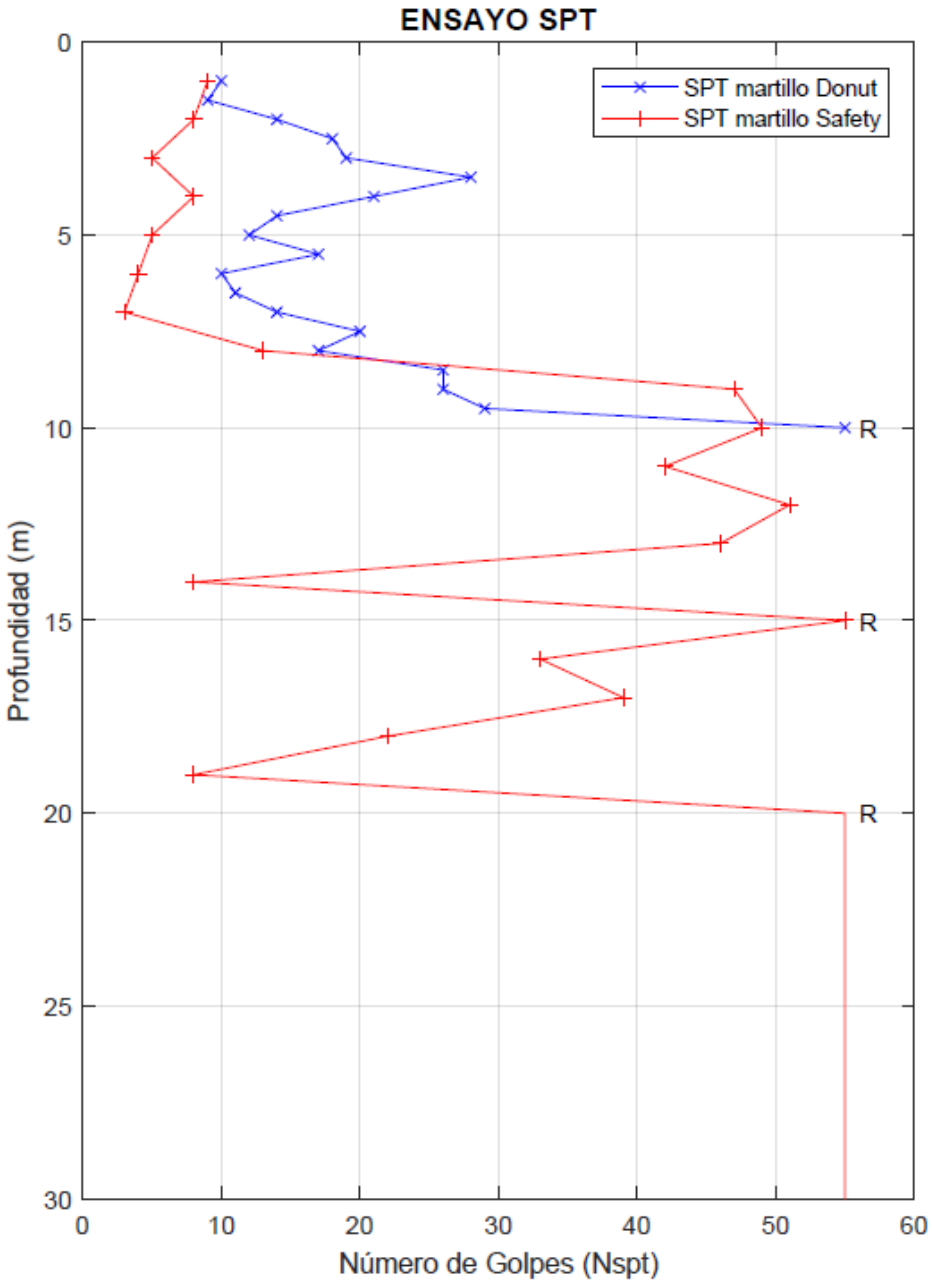
A los 15 metros el resultado es rechazo correspondiente a un estrato denso de arena limosa y en los siguientes metros se vuelve a tener número de golpes, esta vez más alejados entre sí con un rango de 8 a 40 golpes aproximadamente.

Estos resultados tienen concordancia con la estratigrafía de la zona puesto que en los primeros metros se tiene suelos finos y conforme se avanza en profundidad la granulometría muestra más arenas que a su vez infieren en un número de golpes mayor.

Como segundo caso tenemos el ensayo realizado con el equipo manual y martillo tipo Donut alcanzando una profundidad de 10 metros, ahora cada 50 cm. En este caso los resultados reflejan un incremento hasta el metro 8, que en el peor de los casos el incremento alcanza el 260% y un decremento desde los 8 m hasta los 9.5 metros con relación a los resultados anteriores.

Hasta los 8 metros el N del SPT varía en un rango aproximado entre 10 a 20 golpes, con excepción del metro 3.5 que alcanza un valor de 28. Los estratos de las profundidades correspondientes a

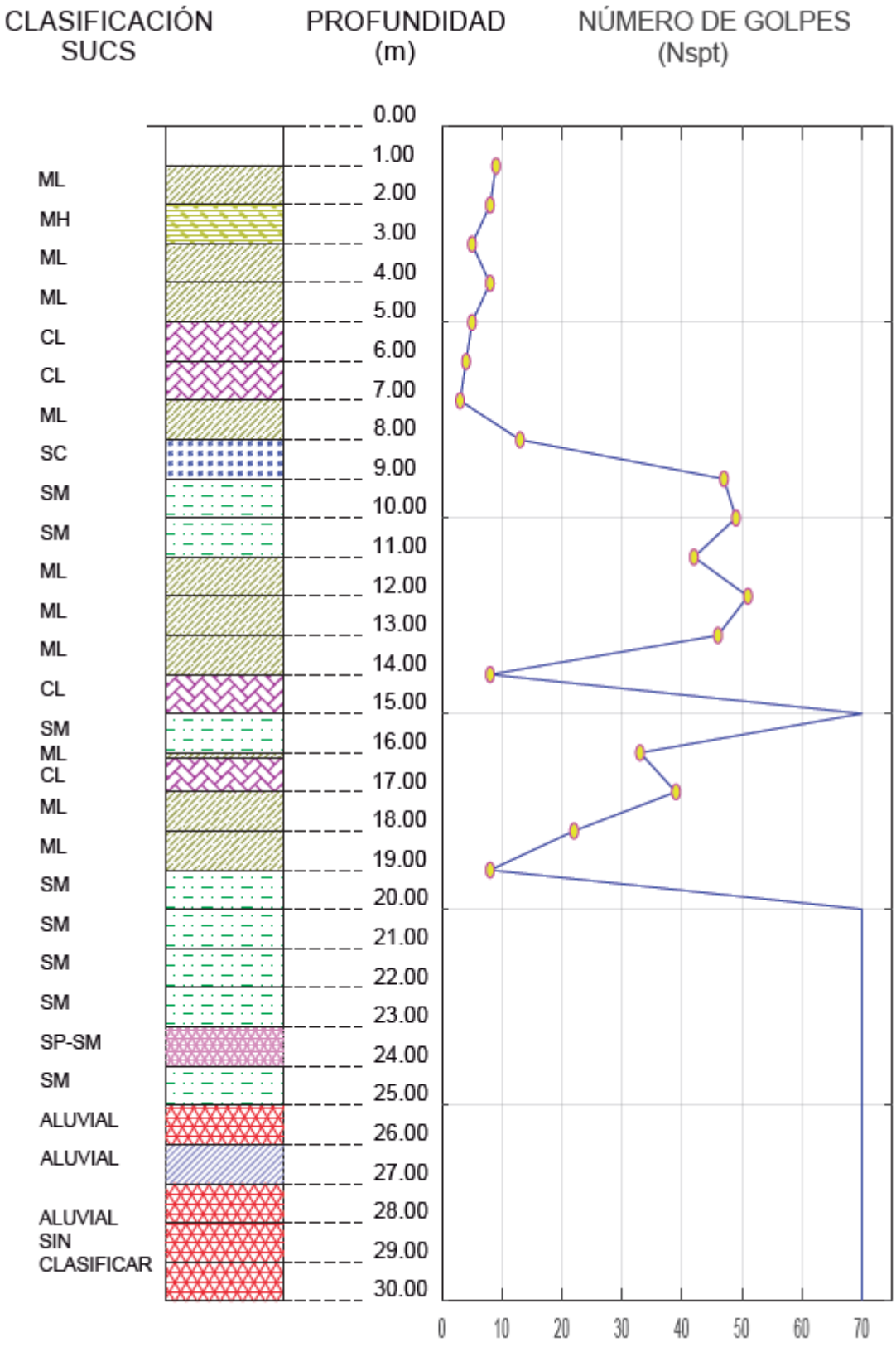
8.5 metros hasta los 9.5 tienen un valor cercano a 27 golpes. El siguiente metro correspondiente a 10 dio rechazo, valor semejante al obtenido con la Acker ya que resultó en 49 golpes. Para los siguientes estratos el ensayo se detuvo por lo que se asume como verdadero los valores obtenidos en el primer sondeo de SPT



Gráfica 4 Comparación entre ensayos SPT

Tomando en cuenta que la aplicación de estos resultados es para un análisis de corte no drenado, se entiende que el suelo debe encontrarse en su condición crítica, es decir saturado, por lo que se

asumen como valores reales a los obtenidos en el primer sondeo SPT, con el martillo Safety. Las variaciones en los resultados se le atribuye a la condición de humedad que pudo variar por haber sido ensayados con una diferencia de 5 meses, el ensayo con el martillo Safety se realizó en agosto del 2019, mientras que el ensayo con el martillo Donut en enero del 2020. Por lo tanto, se asume su condición crítica para además mantener los resultados en un marco conservador. La gráfica final es la siguiente.



Gráfica 5 Número de Golpes y Estratigrafía

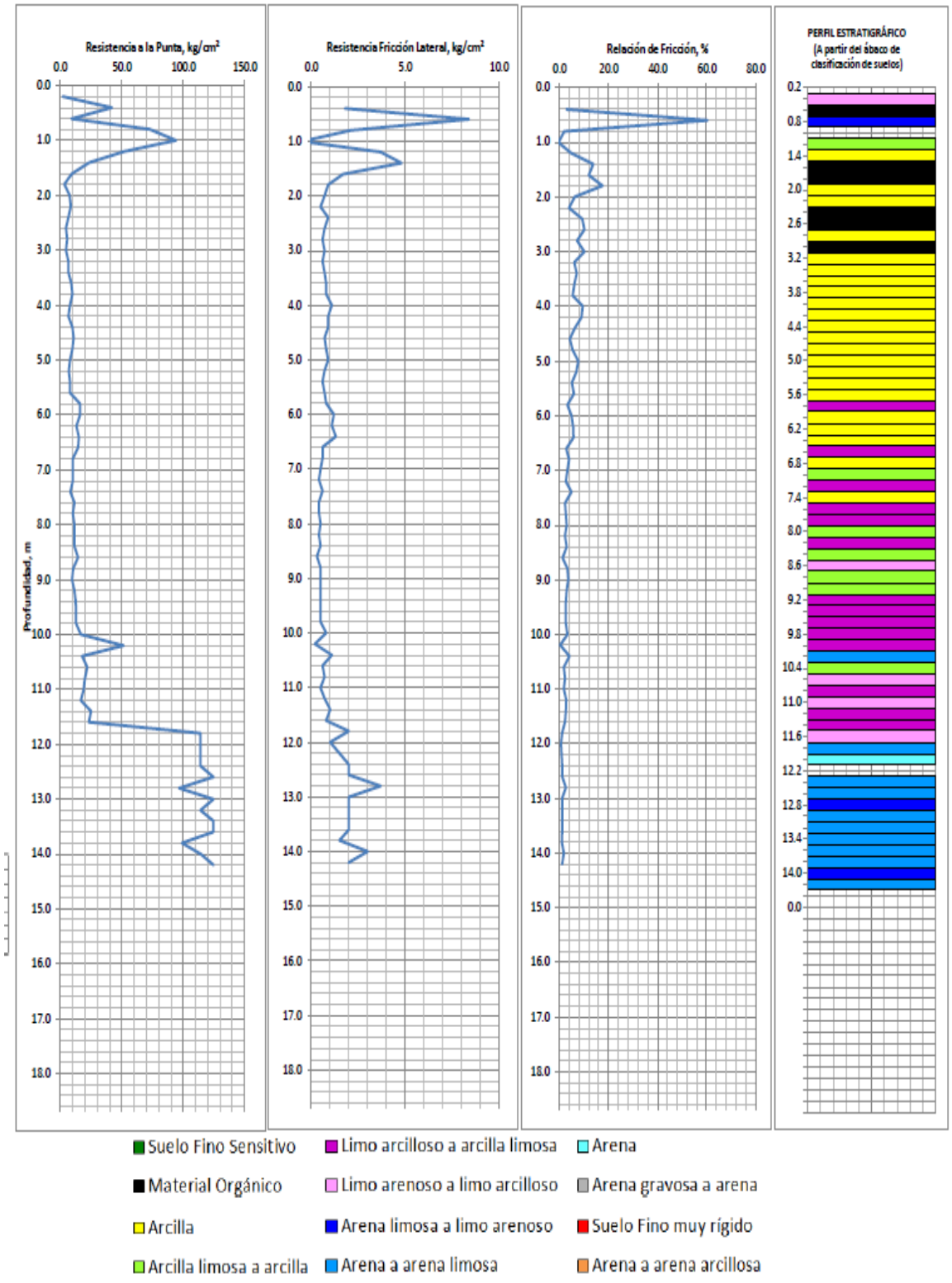
4.1.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO

Los resultados del ensayo CPT muestran las concordancias esperadas entre las tendencias de la resistencia a la punta y la fricción lateral. Se determina que hasta los 1.5 metros de profundidad aproximadamente el suelo presenta resistencias más altas. Es así como para la profundidad de 1 metro la resistencia a la punta se aproxima a los 94.1 kg/cm2 cuya clasificación corresponde a un limo de baja plasticidad que a su vez presenta la resistencia de fricción lateral más baja.

A partir del metro 1.5 las resistencias disminuyen para ambos casos y conforme la profundidad avanza, las resistencias tanto a la punta como la de fricción lateral se mantienen con una tendencia clara casi lineal en un rango que no supera los 20 kg/cm2 para la resistencia a la punta y el 1 kg/cm2 para la fricción lateral; esto ocurre hasta aproximadamente los 10.2 metros de profundidad, donde existe un ligero aumento de resistencia a la punta con un valor de 51.5 kg/cm2 que tiene concordancia con la granulometría ya que la cantidad de arenas aumenta significativamente lo que aporta en dicha resistencia y a su vez disminuye la resistencia de fricción lateral.

Las resistencias vuelven a tener un comportamiento casi lineal hasta el metro 11.8 en el cual la resistencia a la punta incrementa drásticamente y se mantiene alta hasta la profundidad última alcanzada, con resistencias que varían en un rango de 100 a 130 kg/cm2 aproximadamente. Por otra parte, si bien la resistencia de fricción lateral también presenta un incremento para los mismos estratos, no varía en un sentido significativo, siendo su máximo valor en este tramo de apenas 2.5 kg/cm2.

Con respecto a la relación de fricción, se diferencia claramente un pico a los 0.6 metros de profundidad con un valor de 60.4%. En adelante los valores tienen una tendencia decreciente marcada, pero pequeña en rango; acorde con la estratigrafía cuyos porcentajes de partículas más gruesas aumentan con la profundidad.



Gráfica 6 Resultados CPT y clasificación del suelo según SBT. Fuente: Propia

La clasificación del suelo está hecha con base al método SBT desarrollado Robertson & Campanella (1983), indica la presencia de material orgánico los primeros metros y limo arenoso

/ arena limosa en la parte más superficial. Desde los 3 hasta los 6 metros aproximadamente el suelo se clasifica como arcilla pura, pero los estratos siguientes empiezan a mezclarse con limos arcillosos y arcillas limosas hasta los 10 metros de profundidad. A continuación, se distingue un rango donde hay variaciones de limos arenosos y limos arcillosos hasta los 11.6 metros en los que el suelo pasa a ser arena y arena limosa.

Cabe recalcar que el ensayo CPT es sensible a los cambios de estrato, sin embargo, este principio no se manifiesta en las gráficas obtenidas. La estratigrafía (gráfica 5) muestra un cambio a estrato arenoso en el metro 8 de profundidad, que no se detecta con el ensayo CPT, pero sí se manifestó en el SPT. Por lo tanto, es necesario prestar atención a estos datos y corroborarlos con otro ensayo CPT ya que haría falta un análisis más profundo.

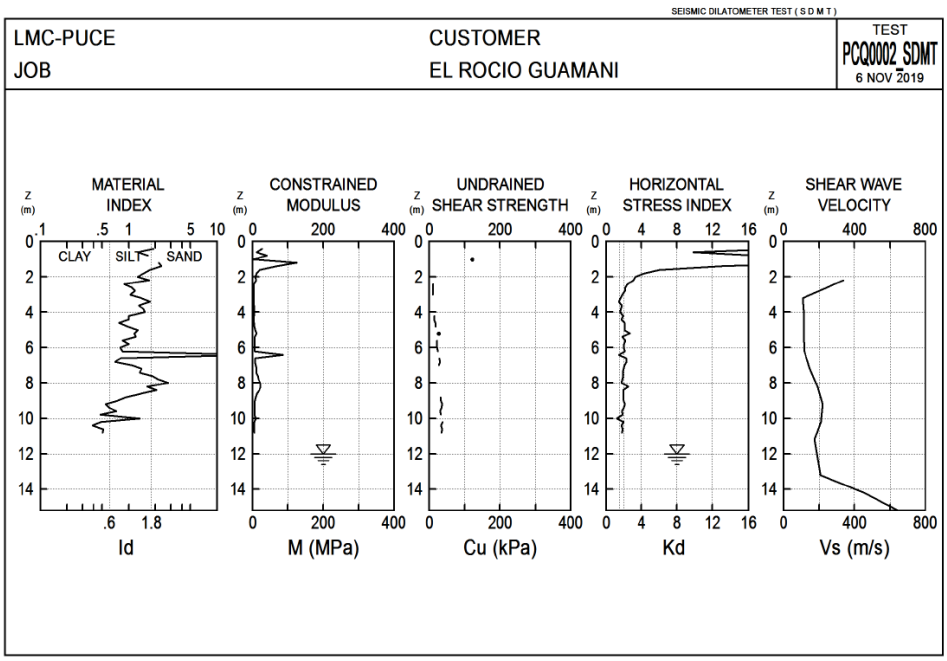
4.1.4. ENSAYO DEL DILATÓMETRO SÍSMICO (SMDT)

Como primer punto está el Índice de Material (Id) cuyo valor permite clasificar el suelo. Los resultados muestran que no existen suelos arcillosos hasta más allá de los 10 metros de profundidad. Para la mayoría de las profundidades el rango del Id varía entre 0.6 y 1.8, es decir que corresponden a suelos limosos. En el metro 8 el Id cambia y se ubica en 2, clasificando al suelo como Arena Limosa según (Marchetti, 1980), resultado congruente con la estratigrafía (mostrada en la ilustración 73). Hay una excepción en el metro 6.5 el valor se incrementa registrando un pico que supera el valor de 10. Debido a que el Id es un índice que clasifica al suelo según un comportamiento mecánico, mas no por la granulometría, este resultado indica que la rigidez del material supera a la arena común, llegando incluso a comportarse posiblemente como una roca. Aunque la estratigrafía del lugar muestre que a tal profundidad se registra una arcilla limosa, las condiciones de consistencia son determinantes en la alta resistencia del estrato.

Por otro lado, el índice de esfuerzo horizontal (Kd) es una medida del empuje lateral en términos de esfuerzos efectivos. En este caso se tiene que, para profundidades desde 2 m hasta la profundidad ensayada, este valor se mantiene casi constante en un valor aproximado a 2, este valor indica que se trata de suelos normalmente consolidados, es decir, con OCR= 1 (Marchetti et al., 2013). De manera general se trata de un suelo NC, pero para los primeros dos metros, los

valores son mucho más altos y se ubican de 10 hasta el máximo, comportamiento un tanto común en estratos superficiales, en este caso serían suelos SC.

Con respecto a la velocidad de onda de corte *Vs* registrada, la curva muestra dos picos sobresalientes ubicados en la primera y última medida, es decir, a los 2 y 16 metros de profundidad, con valores aproximados de 380 y 600 m/s respectivamente. Del metro 2 al metro 3 la velocidad de onda disminuye a 100 m/s y desde ahí marca una tendencia ligeramente creciente hasta llegar a 200 m/s en los 13 metros, profundidad a la cual da el salto y aumenta en 400 m/s.



Gráfica 7 Resultados DMT

4.2. ENSAYO DE LABORATORIO

Tabla 15 Sistema Unificado de Clasificación de suelos

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO (SUCS)							
Profundidad (m)		Clasificación		HUMEDAD	Límites de Atterberg		
DESDE	HASTA	NOMBRE	SÍMBOLO	W %	LL	LP	IP
1.00	1.45	Limo arenoso	ML	31	43	34	9
2.00	2.45	Limo arenoso de alta plasticidad	MH	42	54	42	12
3.00	3.45	Limo arenoso	ML	35	41	37	4
4.00	4.45	Limo con arena	ML	40	42	35	6
5.00	5.45	Arcilla arenosa	CL	37	37	24	14
6.00	6.45	Arcilla arenosa	CL	31	33	22	12
7.00	7.45	Limo arenoso	ML	35	41	29	12
8.00	8.45	Arena arcillosa	SC	26	33	22	12
9.00	9.45	Arena limosa	SM	29	28	25	4
10.00	10.45	Arena limosa	SM	25	NP	NP	NP
11.00	11.45	Limo arenoso	ML	40	42	33	10
12.00	12.45	Limo con arena	ML	33	39	29	11
13.00	13.45	Limo arenoso	ML	35	34	25	9
14.00	14.45	Arcilla arenosa	CL	32	27	18	9
15.00	15.45	Arena limosa con grava	SM	37	36	28	8
16.00	16.15	Limo	ML	32	-	-	-
16.15	16.45	Arcilla arenosa	CL	33	31	20	11
17.00	17.45	Limo arenoso	ML	36	37	31	6
18.00	18.45	Limo arenoso	ML	53	41	32	9
19.00	19.45	Arena limosa	SM	28	NP	NP	NP
20.00	21.00	Arena limosa con grava	SM	25	NP	NP	NP
21.00	22.00	Arena limosa con grava	SM	14	NP	NP	NP
22.00	23.00	Arena limosa con grava	SM	20	NP	NP	NP
23.00	24.00	Arena mal gradada con limo y grava	SP-SM	31	NP	NP	NP
24.00	25.00	Arena limosa con grava	SM	22	NP	NP	NP
25.00	26.00	Aluvial sin clasificar	-	-	NP	NP	NP
26.00	27.00	Aluvial sin clasificar	-	-	NP	NP	NP
27.00	28.00	Aluvial sin clasificar	-	-	NP	NP	NP
28.00	29.00	Aluvial sin clasificar	-	13	NP	NP	NP
29.00	30.00	Aluvial sin clasificar	-	5	NP	NP	NP

Tabla 16 Hidrometrías

HIDROMETRÍAS								
Profundidad (m)		HUMEDAD HIGROSCÓPICA	GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO			GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO		
Desde	Hasta		TAMIZ N°10	TAMIZ N°40	TAMIZ N°200	< 0,075 mm	< 0,005 mm	< 0,002 mm
3	3.45	0.25	100	100	77	61.5	18	7.5
6	6.45	0.52	100	100	86	62.2	20.8	7.9
7	7.45	0.79	100	100	80	54.1	10.4	5
14	14.45	0.63	100	100	80	55.1	6.6	0

Tabla 17 Relaciones Fundamentales

RELACIONES FUNDAMENTALES								
Profundidad (m)		**HUMEDAD**	**Gravedad Específica**	**Densidad humeda**	**Densidad seca**	**Relación de vacíos**	**Porosidad**	**Saturación**
Desde	Hasta	W %	Gs	ρh (gr/cm3)	ρs (gr/cm3)	e	n%	s%
2.00	3.00	-	2.51	-	-	-	-	-
3.00	4.00	30.71	2.54	1.72	1.32	0.93	48	84
4.00	5.00	39.09	2.54	1.61	1.16	1.2	55	83
5.00	6.00	35.92	2.52	1.69	1.24	1.03	51	88
6.00	7.00	27.19	2.52	1.84	1.44	0.74	43	92
7.00	8.00	31.48	2.55	1.75	1.33	0.92	48	87
8.00	9.00	23.92	2.63	1.93	1.56	0.69	41	91
9.00	10.00	24.89	2.63	1.98	1.59	0.66	40	99
10.00	11.00	69.16	2.66	1.69	1	1.66	62	100
11.00	12.00	29.4	2.59	1.81	1.4	0.86	46	89
12.00	13.00	25.6	2.59	1.75	1.39	0.86	46	77
13.00	14.00	-	2.59	-	-	-	-	-
14.00	15.00	21.9	2.57	1.84	1.51	0.71	41	20
15.00	16.00	41.9	2.55	1.73	1.22	1.09	52	98
16.00	16.15	34.39	2.6	1.68	1.25	1.16	54	80
16.15	17.00	34.39	2.7	-	-	-	-	-
17.00	17.10	31.61	2.7	1.7	1.29	1.09	52	78

- Compresión Simple

Se realizaron 25 ensayos de compresión simple en los dos pozos gemelos. En la tabla 18 se indica las muestras obtenidas tubería *shelby* y barril.

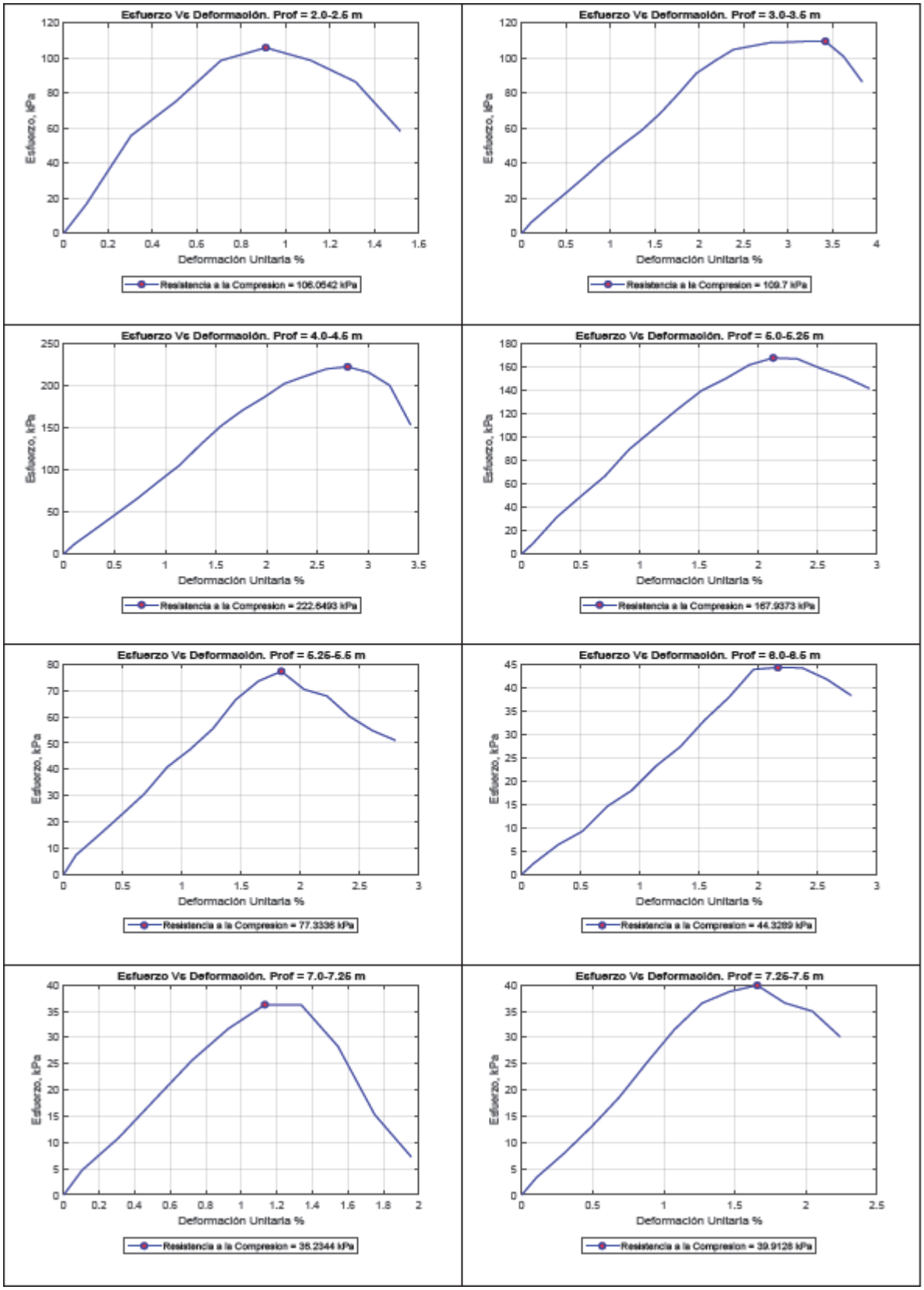
Tabla 18 Número de ensayos de Compresión simple

COMPRESIÓN SIMPLE			
PROFUNDIDAD (m)		POZO GEMELO 1	POZO GEMELO 2
Desde	Hasta		
2.00	2.50	S	
3.00	3.50	S	
4.00	4.50	S	
5.00	5.25	S	
5.25	5.50	S	
6.00	6.50	S	
7.00	7.25	S	
7.25	7.50	S	
8.00	9.00	B	
9.00	10.00	B	
10.00	11.00	B	B
11.00	12.00	B	B
12.00	12.50	B	B
12.50	13.00		B
13.00	13.50	B	B
13.50	14.00		B
14.00	14.50		B
14.50	15.00		B
15.00	16.00		B
16.00	17.00		B
17.00	18.00		B
		14	11
		25	

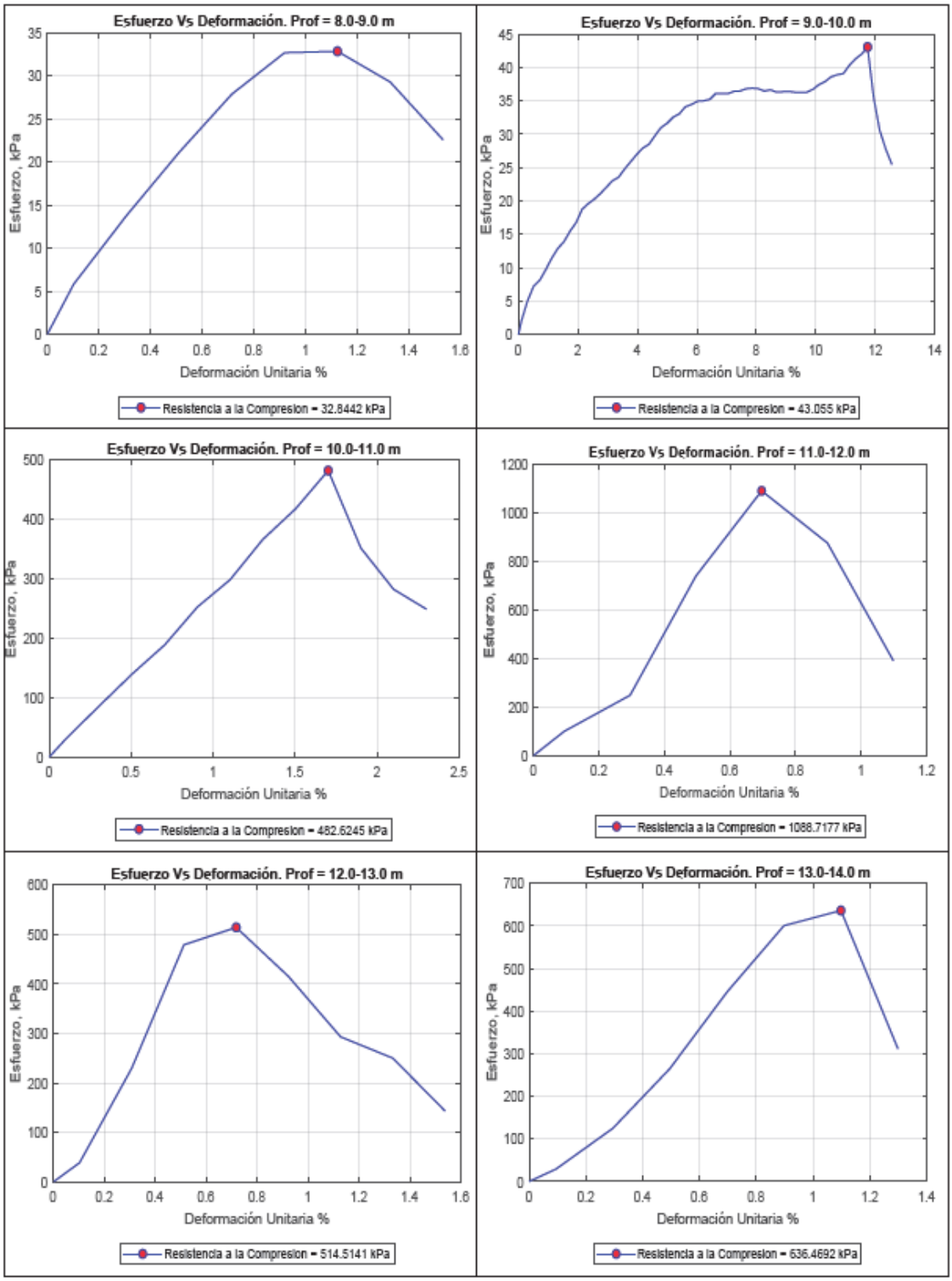
S = Tubo de pared delgada *shelby*

B = Barril

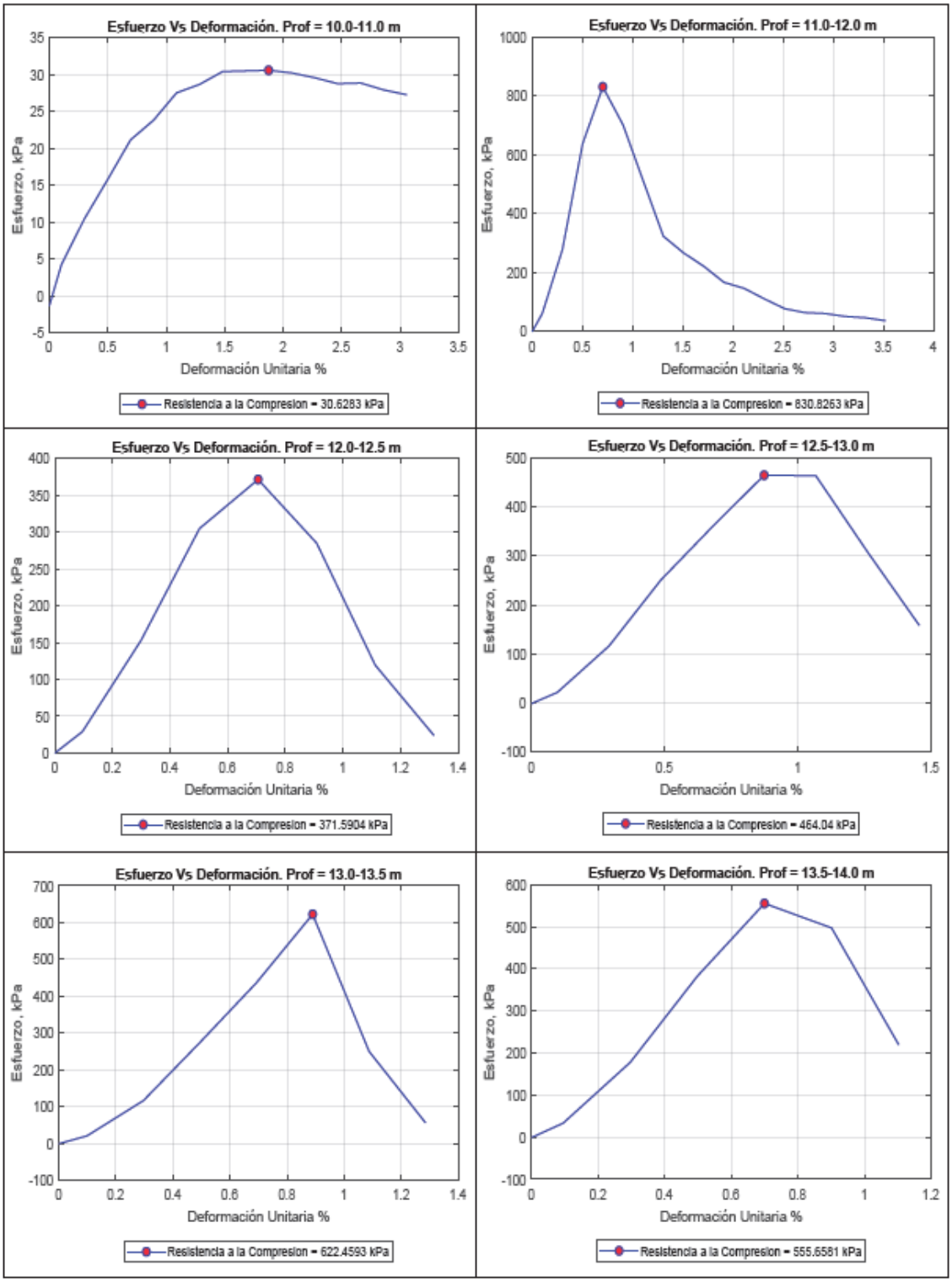
Los resultados de las gráficas Esfuerzo Vs Deformación se muestran a continuación, además se indica el valor de la resistencia a la compresión no confinada de cada uno.



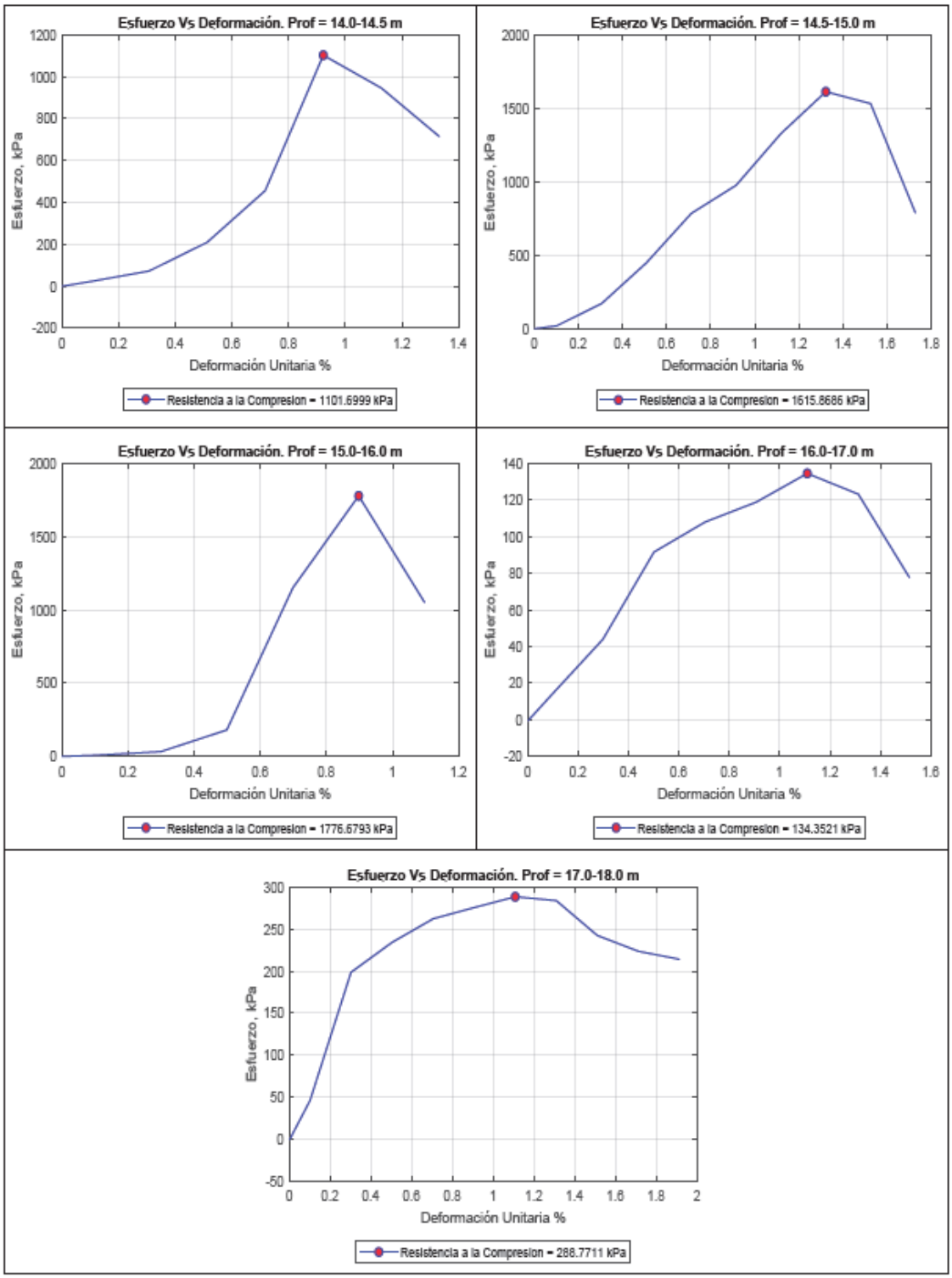
Gráfica 8 Compresión Simple: Esfuerzo Vs Deformación. Pozo Gemelo 1 (1)



Gráfica 9 Compresión Simple: Esfuerzo Vs Deformación. Pozo Gemelo 1 (2)



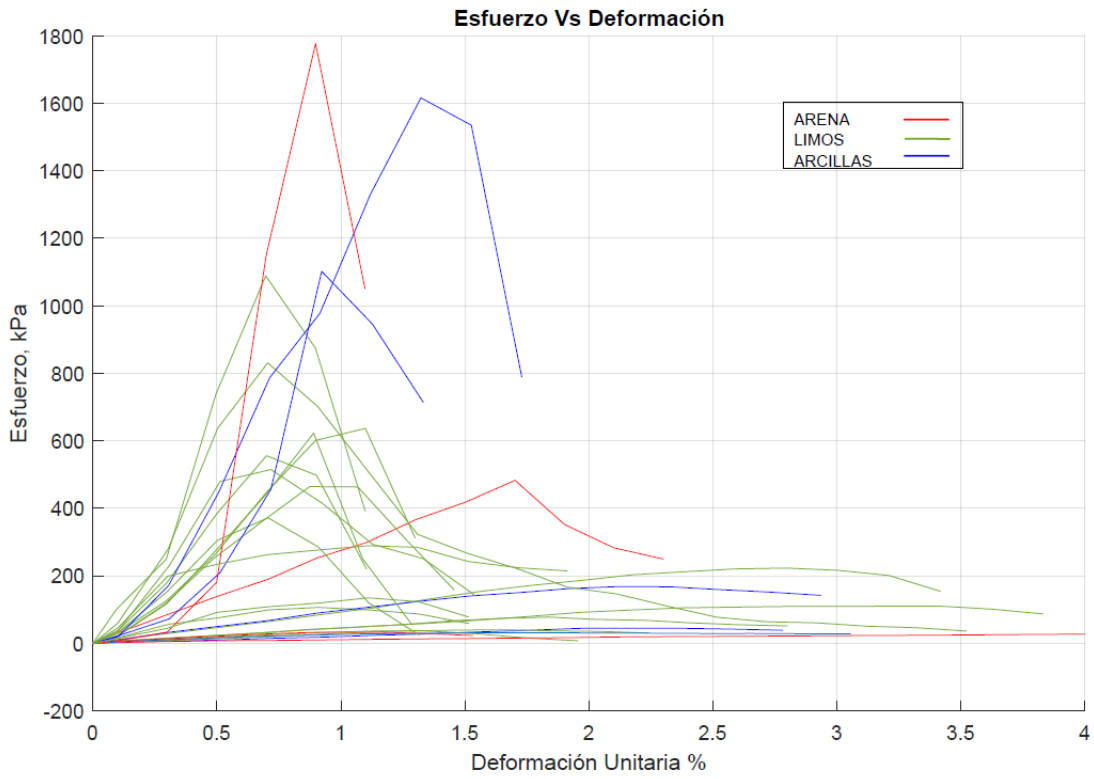
Gráfica 10 : Compresión Simple: Esfuerzo Vs Deformación. Pozo Gemelo 2 (1)



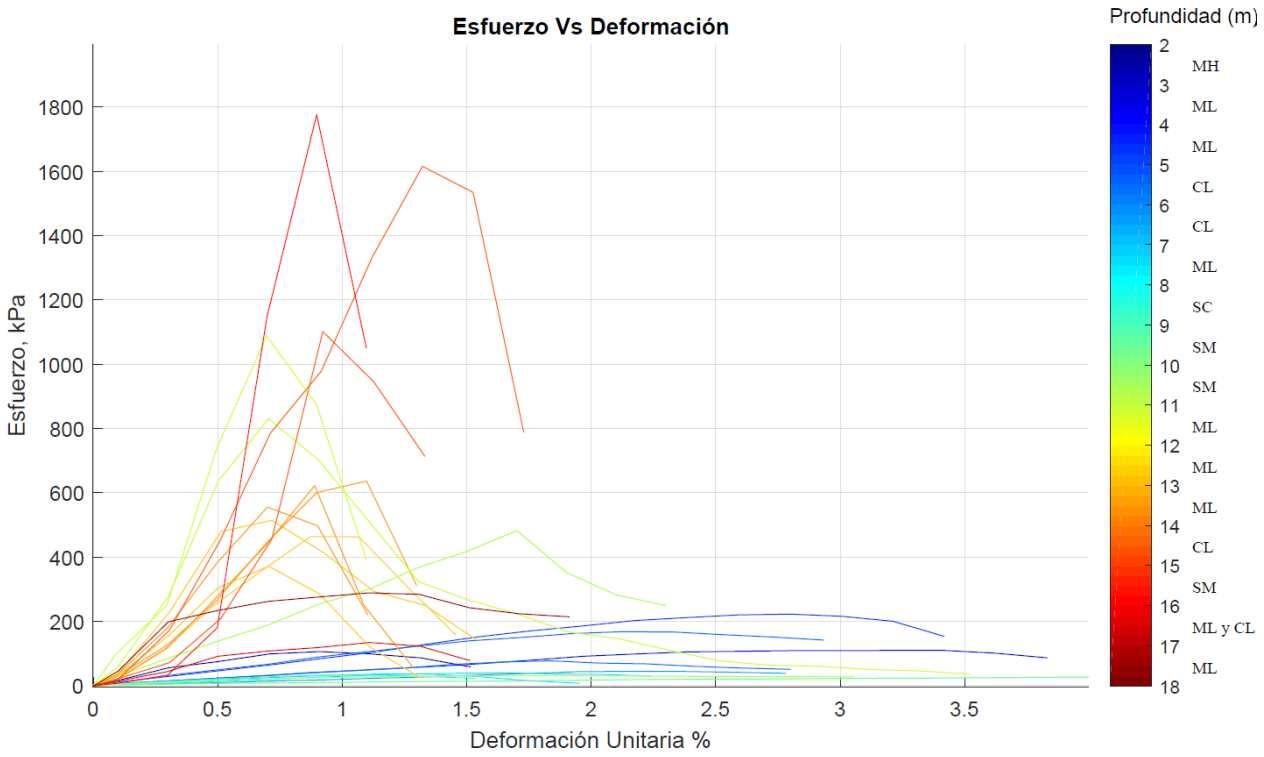
Gráfica 11 Compresión Simple: Esfuerzo Vs Deformación. Pozo Gemelo 2 (2)

La grafica siguiente es un resumen de todos los comportamientos del suelo en el ensayo de Compresión Simple. Se identifica un rango muy variable siendo los limos los que mantienen un comportamiento de resistencia medio en comparación a las arenas y limos. La mayoría de las resistencias en limos se ubican entre los 300 y 1000 kPa, un rango muy amplio. Los materiales,

en su mayoría limos, cuya resistencia está por debajo aproximadamente de los 200 kPa muestran un comportamiento mucho más plástico en comparación con los materiales cuyas resistencias son muy elevadas; estos suelos corresponden a los primeros 9 metros de profundidad tal como se muestra en la gráfica 13. Tal es el caso de la arena, cuya curva no define un rango de comportamiento plástico, sino que alcanza la rotura inmediata. Es esperado entonces que los primeros 9 metros, materiales con resistencias a la compresión más baja, muestren más concordancia con las correlaciones estudiadas más adelante, pues su comportamiento es mucho más plástico.



Gráfica 12 Resumen de Curvas Esfuerzo Vs Deformación. Según tipo de material.



Gráfica 13 Resumen de Curvas Esfuerzo Vs Deformación. Según la profundidad.

Las siguientes ilustraciones muestran los modos de falla de cada muestra ensaya a compresión simple. El tipo de falla varía en los especímenes ensayados: falla tipo barril, a 45° y fisuras verticales. Conforme se avanza en profundidad el color del suelo se torna más café o amarillento, esto se debe al incremento de partículas de arena con este color característico. Además, debido a la geología del lugar existe presencia de piedra pómez en toda la profundidad prospectada.

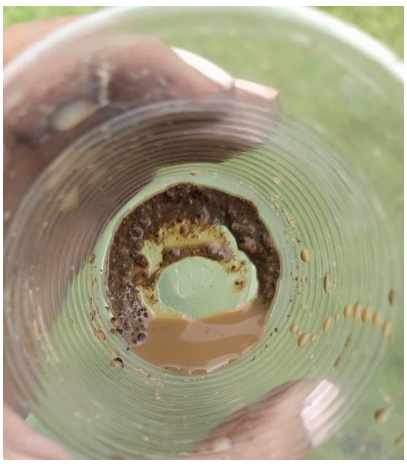
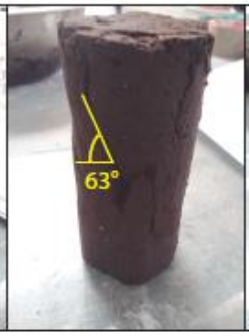
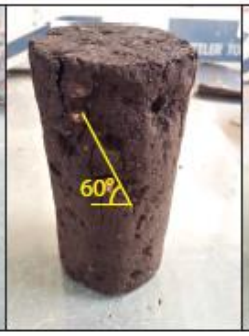
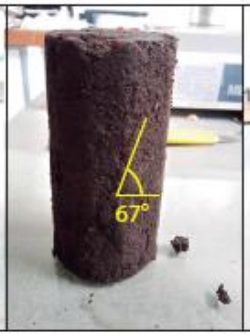


Ilustración 75 Arena color café

2.0 - 2.5m	3.0 - 3.5m	4.0 - 4.5m	5.0 -5.25m	5.25- 5.5m
				

6.0 - 6.5m	7.0- 7.25m	7.25- 7.5m	8.0 - 9.0m	9.0 -10.0m
				

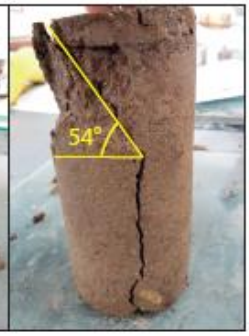
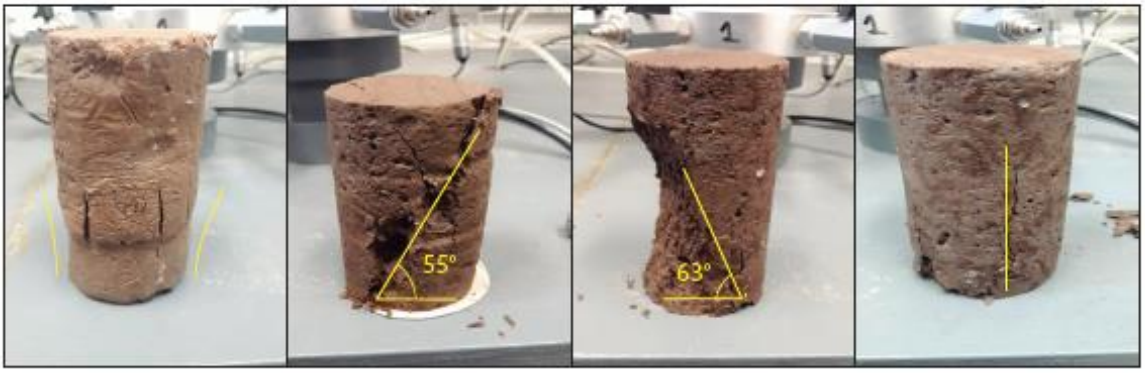
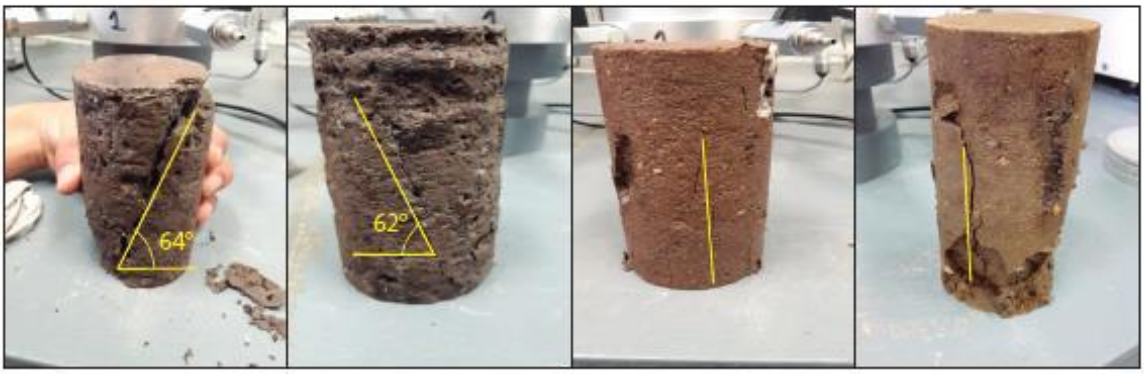
10.0-11.0m	11.0-12.0m	12.0-13.0m	13.0-14.0m
			

Ilustración 76 Modos de falla. Pozo Gemelo 1

10 - 10.5m	11 - 11.5m	12 - 12.5m	12.5 -13m



13 - 13.5m	13.5- 14m	14- 14.5m	14.5 - 15m



15 - 16m	16- 17m	17- 18m

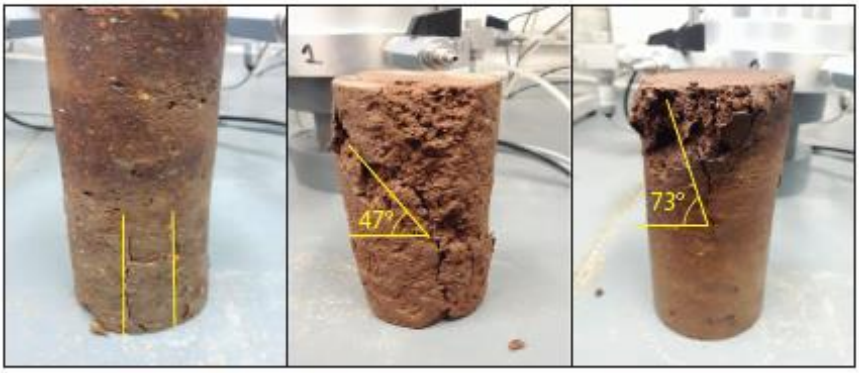


Ilustración 77 Modos de falla. Pozo Gemelo 2

El siguiente cuadro muestra un resumen de los resultados obtenidos para cada metro de profundidad. Se presentaron alteraciones en la obtención de las muestras, por lo que se obtuvo valores erráticos en los resultados, razón por la cual se descartan estos valores

De manera general, todas las gráficas muestran el comportamiento típico del suelo sometido a cargas de compresión; en la tabla 19 se aprecia la variación entre resultados, obteniendo en un inicio resistencias a la compresión no confinada altas alrededor de 100 kPa; en el tramo de 6m a 10m estas disminuyen a más de la mitad, para luego volver a incrementarse y llegar hasta los 1777 kPa.

Tabla 19 Resultados de Compresión simple

COMPRESIÓN SIMPLE, kPa						
PROFUNDIDAD (m)		POZO GEMELO 1		POZO GEMELO 2		PROMEDIO
Desde	Hasta					
2.00	3.00	106				106
3.00	4.00	110				110
4.00	5.00	223				223
5.00	6.00	168	77			168
6.00	7.00	44				44
7.00	8.00	36	40			38
8.00	9.00	33				33
9.00	10.00	43				43
10.00	11.00	483		31		483
11.00	12.00	1089		831		960
12.00	13.00	515		372	464	450
13.00	14.00	636		622	556	605
14.00	15.00			1102	1616	1359
15.00	16.00			1777		1777
16.00	17.00			134		134
17.00	18.00			289		289

- Triaxial U-U

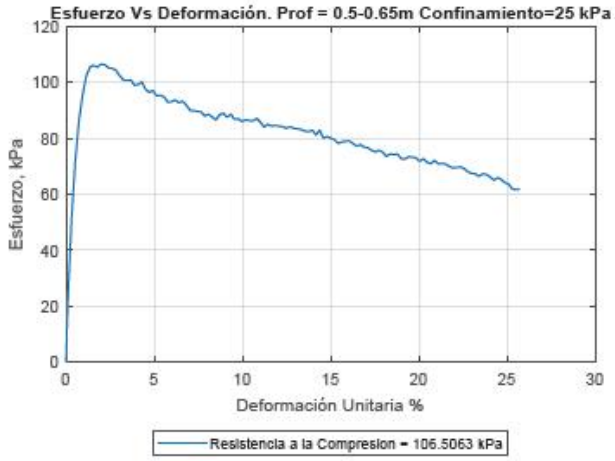
Los ensayos Triaxiales U-U culminados son hasta los 3.5m de profundidad. El número de ensayos se detalla en el siguiente cuadro.

Tabla 20 Número de Ensayos Triaxiales U-U

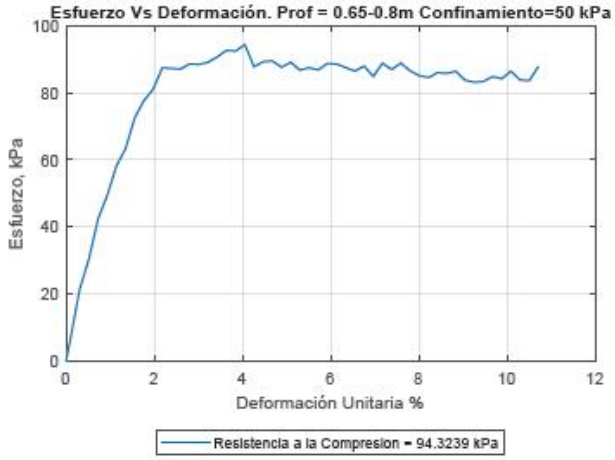
Número de Ensayos Triaxiales U-U			
Rango	Profundidad (m)		Total Ensayos
	Desde	Hasta	
0.5m - 1.0m	0.5	0.65	x
	0.65	0.8	x
	0.8	0.95	x
1.0m - 1.5m	1	1.15	No se pudo recuperar
	1.15	1.3	
	1.3	1.45	
1.5m - 2.0m	1.5	1.7	No se pudo recuperar
	1.7	1.9	x
2.0m - 2.5m	2	2.15	x
	2.15	2.3	x
	2.3	2.45	x
2.5m - 3.0m	2.5	2.65	x
	2.65	2.8	x
	2.8	2.95	x
3.0m - 3.5m	3	3.15	x
	3.15	3.3	x
			12

Las siguientes gráficas muestran la curva Esfuerzo Vs Deformación obtenida para cada ensayo triaxial U-U, así como la resistencia a la compresión no drenada – no confinada y su respectivo modo de falla que en la mayoría de los casos fue una fisura de 45°.

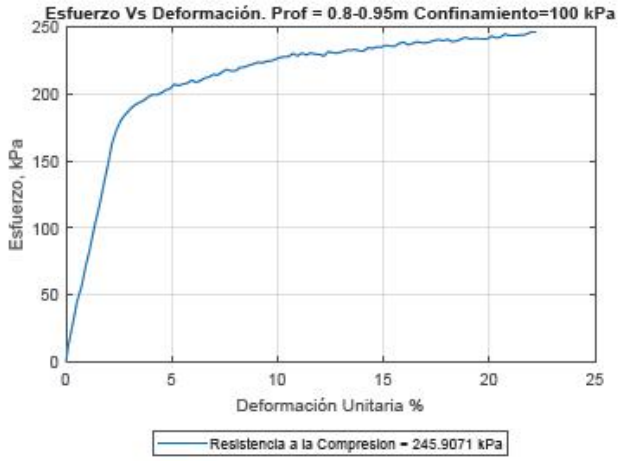
- Profundidad: 0.5 m – 1.0 m







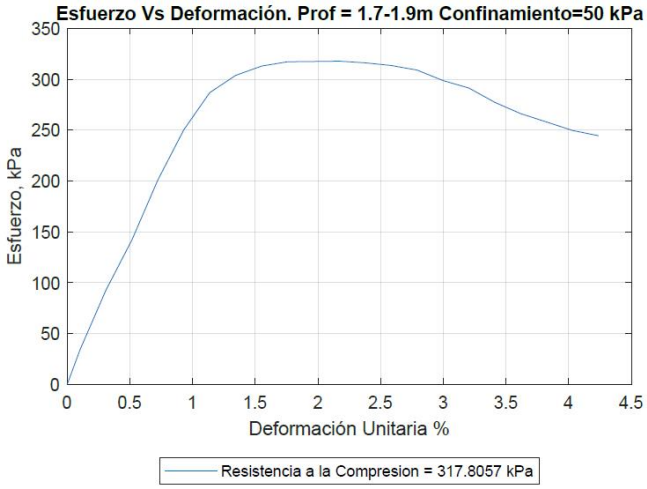






Gráfica 14 Triaxial U-U: Esfuerzo Vs Deformación. Profundidad: 0.5-1.0m

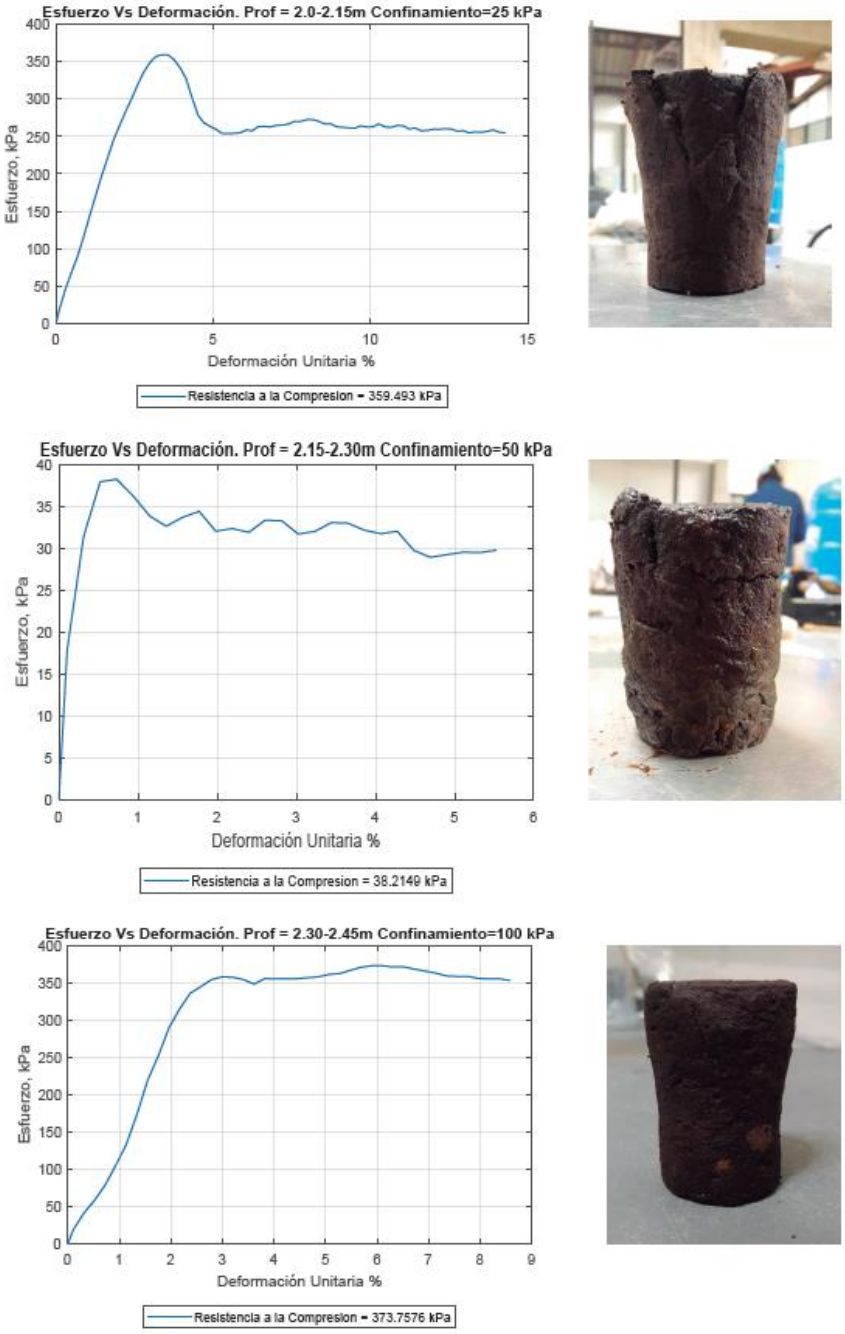
- Profundidad: 1.5-2.0m





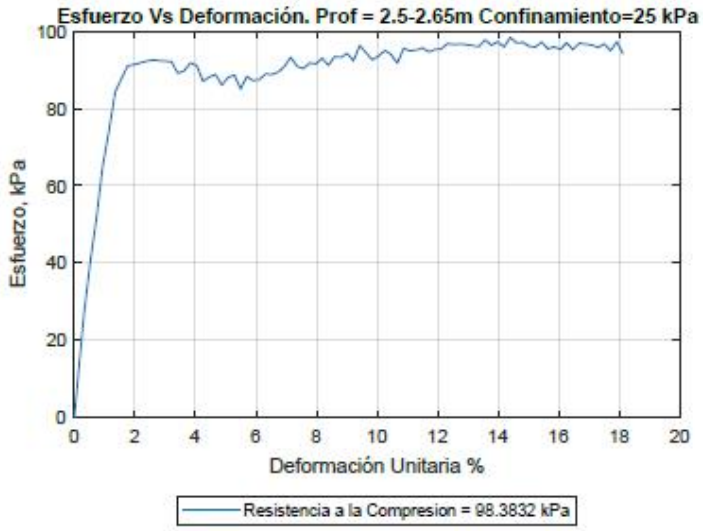
Gráfica 15 Triaxial U-U: Esfuerzo Vs Deformación. Profundidad: 1.5-2.0m

- Profundidad: 2.0-2.5m

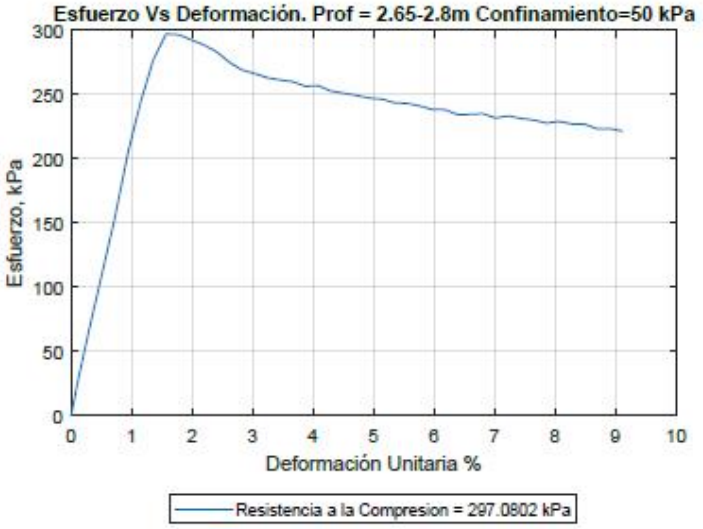


Gráfica 16 Triaxial U-U: Esfuerzo Vs Deformación. Profundidad: 2-2.5m

- Profundidad: 2.5-3.0m













Gráfica 17 Triaxial U-U: Esfuerzo Vs Deformación. Profundidad: 2.5-3.0m

- Profundidad: 3.0-3.5m









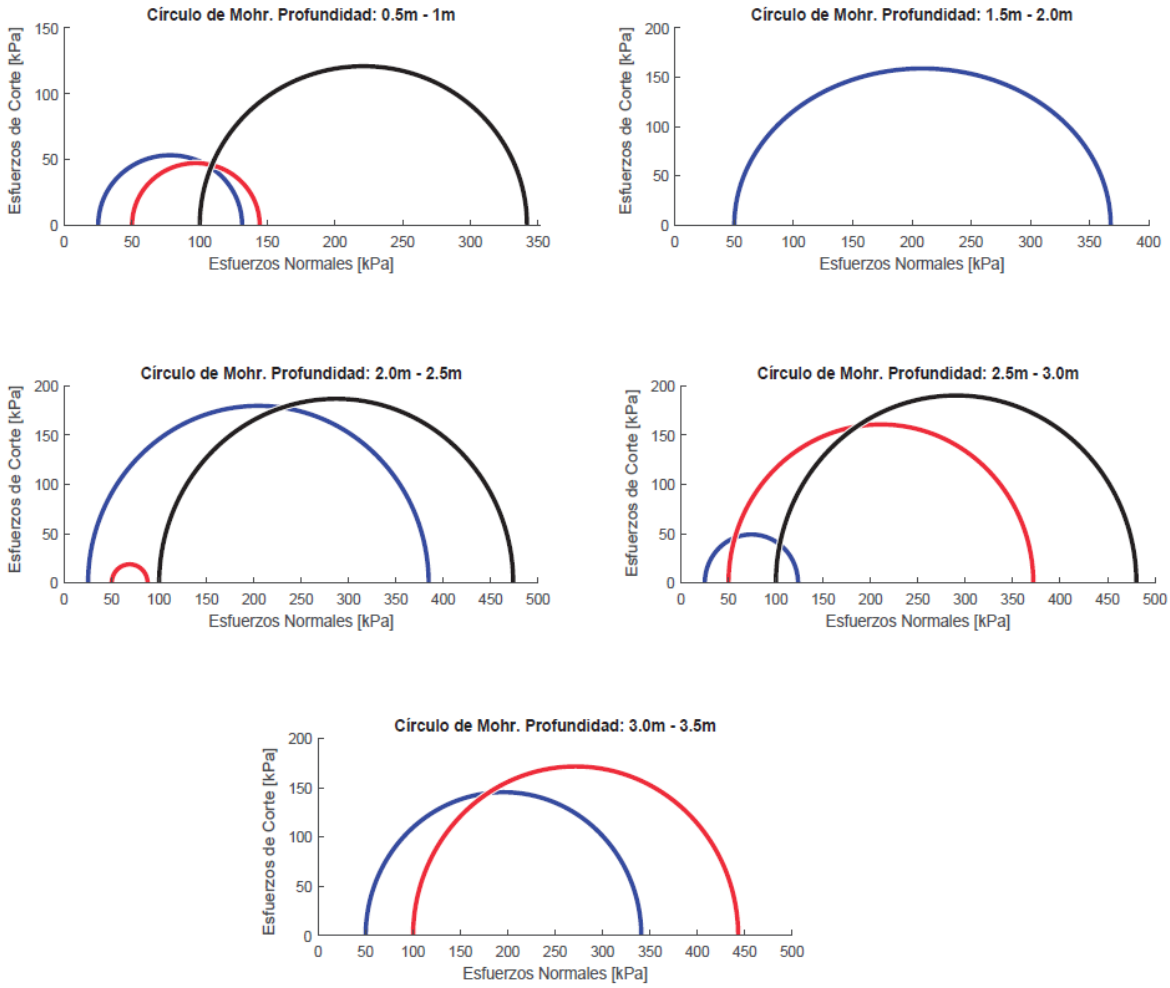
Gráfica 18 Triaxial U-U: Esfuerzo Vs Deformación. Profundidad: 3.0-3.5m

En el cuadro siguiente se detallan los resultados de resistencia a la compresión no confinada – no drenada para cada profundidad.

Tabla 21 Resultados del ensayo Triaxial U-U.

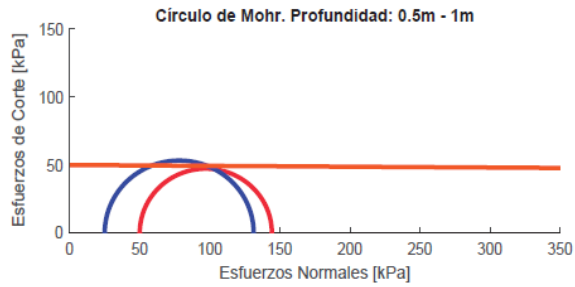
Rango	Profundidad (m)		Confinamiento (kPa)	Resistencia a la compresión no confinada-no drenada (kPa)
	Desde	Hasta		
0.5-1.0	0.50	0.65	25	106.3000
	0.65	0.80	50	94.3000
	0.80	0.95	100	241.8000
1.5-2.0	1.70	1.90	50	317.8057
2.0-2.5	2.00	2.15	25	359.4900
	2.15	2.30	50	37.8300
	2.30	2.45	100	373.7576
2.5-3.0	2.50	2.65	25	98.3832
	2.65	2.80	50	321.7254
	2.80	2.95	100	380.5383
3.0-3.5	3.00	3.15	50	290.8672
	3.15	3.30	100	343.1181

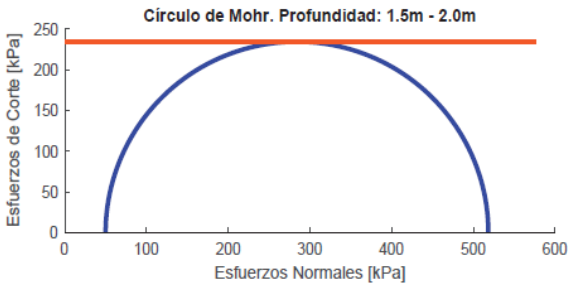
Con este resultado, correspondiente al esfuerzo desviador, se graficaron los Círculos de Mohr para cada profundidad ensayada y se los representa en la ilustración siguiente.

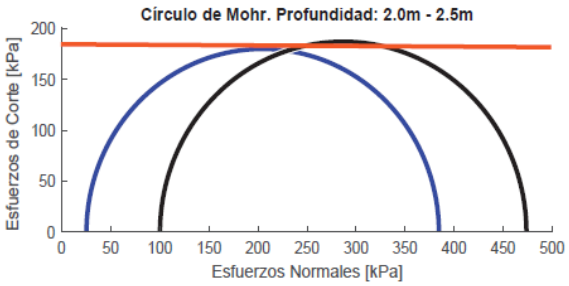


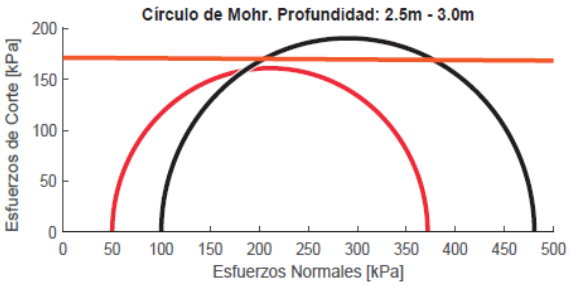
Gráfica 19 Círculo de Mohr (1)

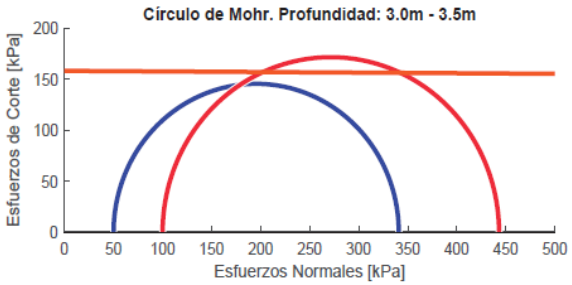
Tal como se observa, existe una variación de los esfuerzos desviadores. Para los casos en los que la variación es excesiva se ha descartado tal resultado considerando que se ha obtenido un valor erróneo (valores resaltados de la Tabla 22). Como resultado final se tienen las gráficas mostradas a continuación y de las cuales se ha obtenido el valor de Resistencia al Corte no Drenado y su promedio para cada profundidad.











Gráfica 20 Resultados finales: Círculo de Mohr

Tabla 22 Triaxial U-U. Resistencia al Corte No Drenado

Rango	Profundidad (m)		Confinamiento (kPa)	Resistencia a la compresión no confinada-no drenada (kPa)	Resistencia al Corte no Drenado (kPa)	PROMEDIO (kPa)
	Desde	Hasta				
0.5-1.0	0.50	0.65	25	106.3000	53.15	50.2
	0.65	0.80	50	94.3000	47.15	
	0.80	0.95	100	241.8000	120.9	
1.5-2.0	1.70	1.90	50	317.8057	158.90285	158.9
2.0-2.5	2.00	2.15	25	359.4900	179.745	183.3
	2.15	2.30	50	37.8300	18.915	
	2.30	2.45	100	373.7576	186.8788	
2.5-3.0	2.50	2.65	25	98.3832	49.1916	175.6
	2.65	2.80	50	321.7254	160.8627	
	2.80	2.95	100	380.5383	190.26915	
3.0-3.5	3.00	3.15	50	290.8672	145.4336	158.5
	3.15	3.30	100	343.1181	171.55905	

En el cuadro siguiente se muestran los resultados de los ensayos de Compresión Simple y el Triaxial U-U. Cabe recalcar que no hay resultados del ensayo Triaxial U-U para comparar con los resultados de los ensayos de Compresión Simple más allá de los 4m de profundidad. Se

observa una gran variación entre resultados, llegando hasta a triplicar el valor del resultado del Triaxial en comparación a la Compresión Simple, esto puede deberse al método en que las muestras de suelo fueron obtenidas, es decir mediante percusión al tubo de pared delgada, lo que posiblemente compactó en cierta medida al suelo y le otorgó una resistencia más grande de la propia. Por lo tanto, para el desarrollo de correlaciones se asumen como correctos a los resultados de la compresión simple.

Tabla 23 Comparación entre Compresión Simple y Triaxial UU

Profundidad (m)	COMPRESIÓN SIMPLE		TRIAXIAL U-U	
	qu (kPa)	Cu (kPa)	qu (kPa)	Cu (kPa)
1.00			100	50
2.00	106	53	318	159
3.00	110	55	359	179
4.00	223	111	317	159
5.00	168	84		
6.00	44	22		
7.00	38	19		
8.00	33	16		
9.00	43	22		
10.00	483	241		
11.00	960	480		
12.00	450	225		
13.00	605	302		
14.00	1359	679		
15.00	1777	888		
16.00	134	67		
17.00	289	144		

4.2 TABULACIÓN DE LOS DATOS A CORRELACIONAR

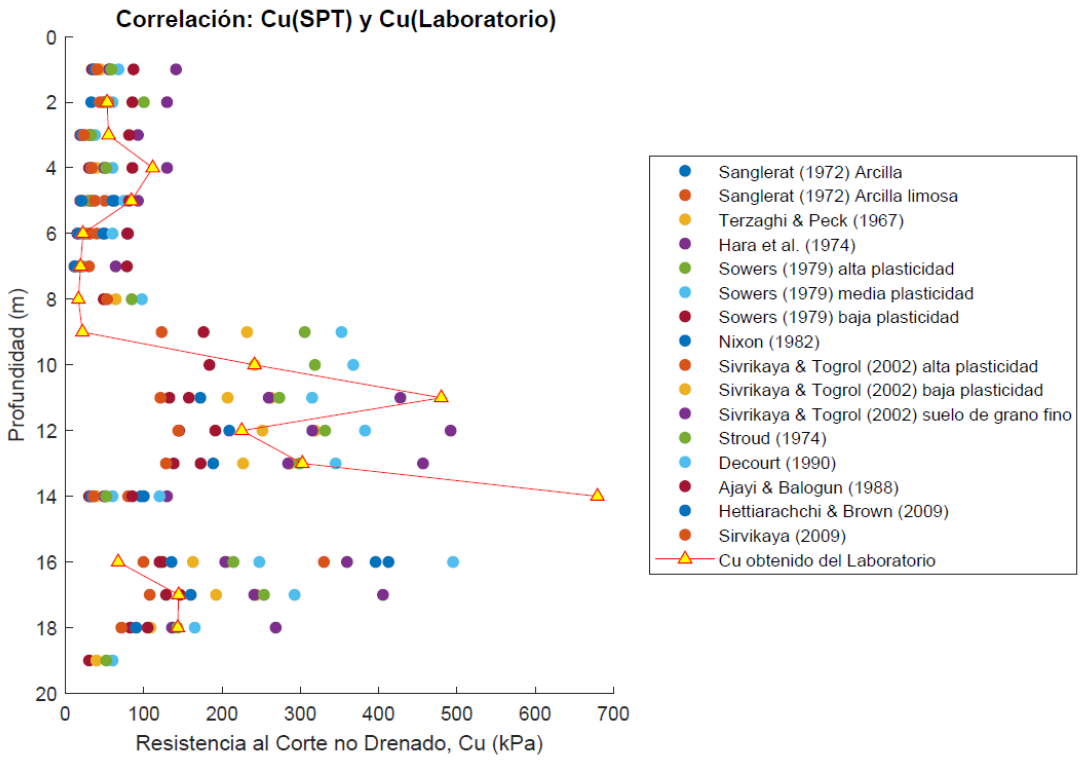
Tabla 24 Datos a correlacionar

Profundidad (m)	ENSAYO SPT	ENSAYO CPT	ENSAYO SDMT		COMPRESIÓN SIMPLE	
	Nspt	qc (kg/cm2)	Id	Kd	qu (kPa)	Cu (kPa)
1.00	9	94.10	2.00			
2.00	8	7.60	1.40	3.00	106	53
3.00	5	4.60	1.00	2.00	110	55
4.00	8	7.80	1.60	1.50	223	111
5.00	5	8.00	1.20	2.00	168	84
6.00	4	16.30	0.80	2.00	44	22
7.00	3	10.30	1.10	2.00	38	19
8.00	13	11.50	2.90	1.50	33	16
9.00	47	9.60	0.80	2.00	43	22
10.00	49	16.80	1.50	1.00	483	241
11.00	42	19.00	0.50		960	480
12.00	51	114.00			450	225
13.00	46	124.30			605	302
14.00	8	114.30			1359	679
15.00	R				1777	888
16.00	33				134	67
17.00	39				289	144
18.00	22					
19.00	8					

4.3 CORRELACIONES DE LOS PARÁMETROS OBTENIDOS EN CAMPO Y LABORATORIO

4.3.1. Correlaciones entre el Corte No Drenado y el N_{SPT}

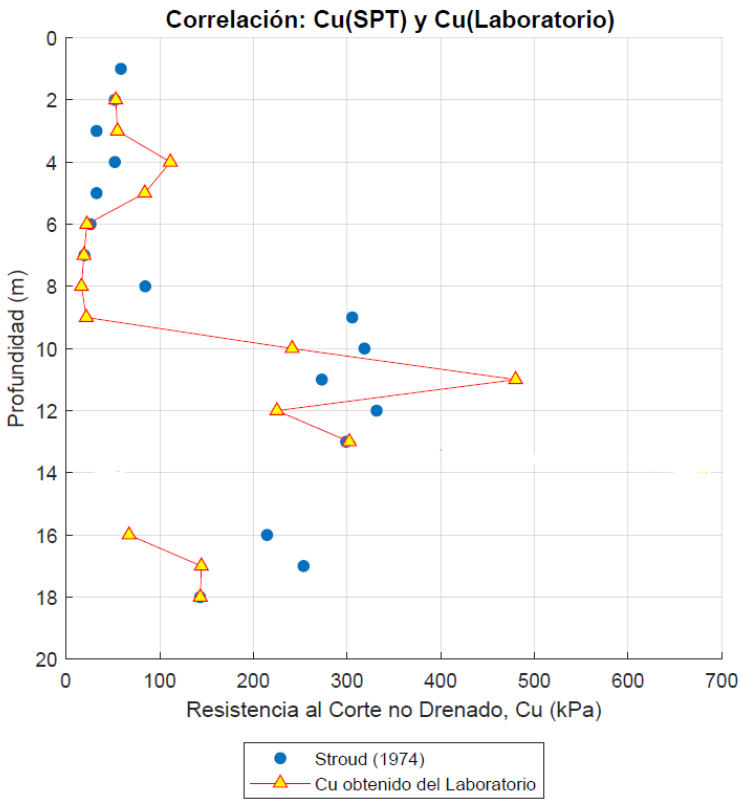
Para el análisis de correlaciones se comparan las resistencias al corte no drenado obtenidas con las ecuaciones presentes en el Capítulo 2 a partir del número de golpes del SPT con la resistencia obtenida en el laboratorio. Las ecuaciones se aplican según el tipo de suelo y se obtiene como resultado la gráfica mostrada.



Gráfica 21 Correlaciones para el SPT

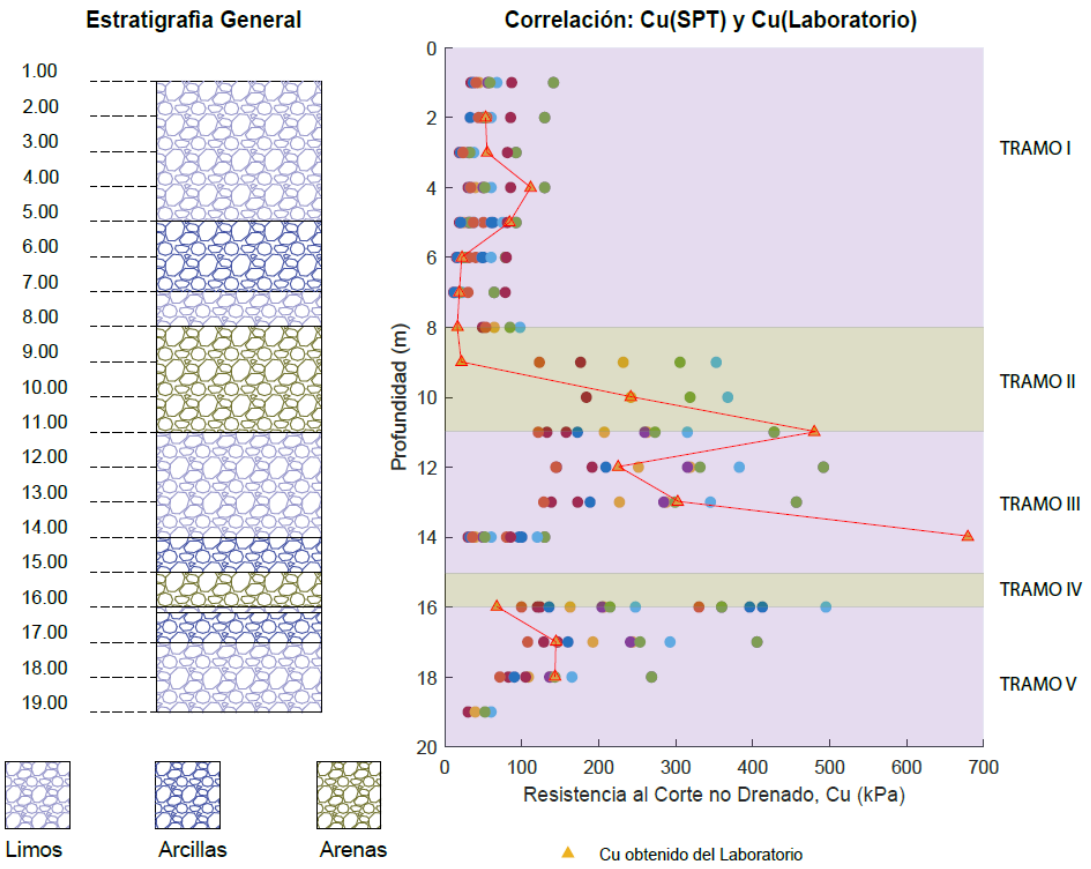
Existe una alta dispersión de los valores de resistencias en la profundidad prospectada de 19 m tomando en cuenta que para el laboratorio los resultados varían entre 19 kPa hasta 679 kPa. Hay una notable diferencia en el valor más alto puesto que al aplicar las ecuaciones la mayor llega hasta los 495 kPa.

Si bien la dispersión es alta, el autor que más se acerca a los resultados de laboratorio es Stroud (1974). En la gráfica 22 se ha aislado al resto de autores; se observa que en los 7 primeros metros hay un gran acercamiento, luego los resultados se dispersan, pero mantienen la misma tendencia. El metro 14 muestra una singularidad puesto que ningún autor se acerca al resultado de laboratorio ya que es muy alto en comparación con el número de golpes a esa profundidad, razón por la cual se descarta este valor para la comparación con el autor. La ecuación de Stroud (1974) es efectiva para Nspt no superiores a los 9 golpes. En el caso de que se quiera utilizar la ecuación para N mayores será necesario aplicar un factor de seguridad que disminuya el valor de la ecuación, tentativamente 3.



Gráfica 22 Correlación SPT: Laboratorio Vs Stroud (1974)

Para un mejor entendimiento de los resultados se presenta la siguiente gráfica, en la cual se distinguen distintos tramos según el tipo de material. Partiendo de la estratigrafía general se agrupa en suelos de grano fino y en suelos de grano grueso.



Gráfica 23 Correlaciones para el SPT dividido según la estratigrafía

En el TRAMO I de la gráfica, correspondiente a los 8 primeros metros, se observa una congruencia entre la estratigrafía y los resultados de la resistencia al corte no drenado; es un tramo compuesto por estratos de limos y arcillas, en su mayoría de baja plasticidad, cuyos resultados de SPT son bajos y por lo tanto también los Cu. Es el tramo donde se observa la menor dispersión con variaciones en este tramo no superan los 150 kPa; de hecho, los resultados de Cu (laboratorio) se encuentran dentro del rango entre los resultados de Cu (ecuaciones), pero sin acercarse demasiado a un solo autor en específico, sino que es variable.

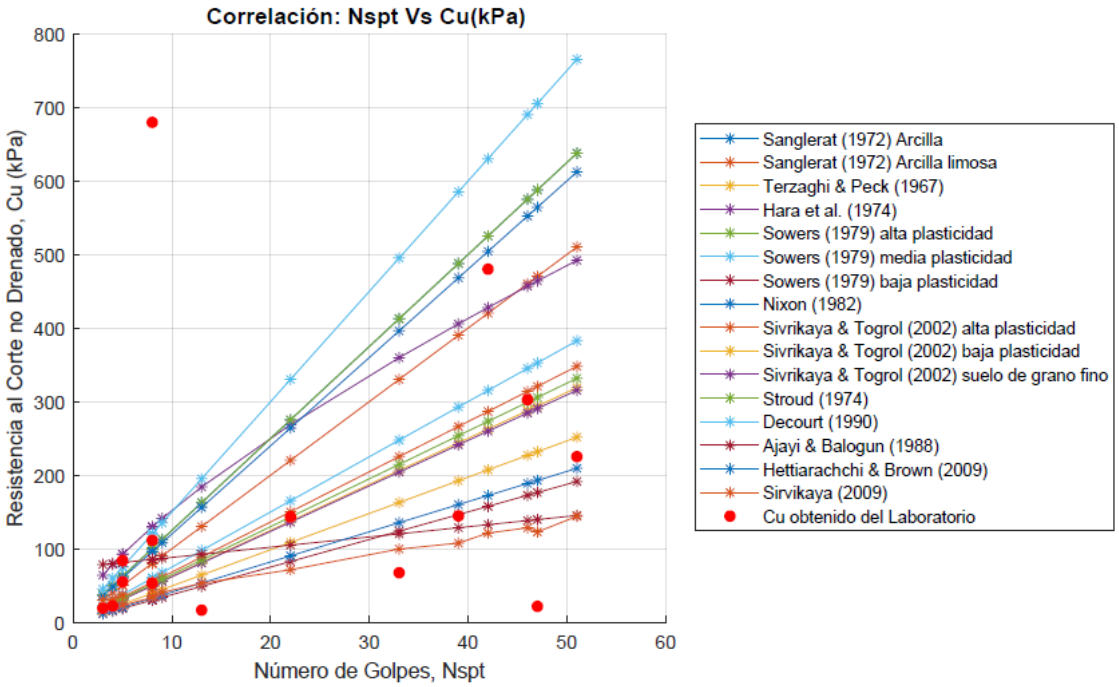
En el TRAMO II los resultados de Cu crecen, congruente también con la estratigrafía que muestra arenas a tal profundidad. Sin embargo, la dispersión entre los resultados es mayor y no se aprecia una tendencia clara. Se puede apreciar que para el TRAMO II y IV, correspondientes a arenas, en los metros 9 y 16 respectivamente, hay una clara sobreestimación del corte por parte de las ecuaciones.

El TRAMO III está compuesto nuevamente por suelos de grano fino, se observa de igual manera gran dispersión entre los resultados, para el metro 11 y 14 se tiene que las ecuaciones subestiman al valor del Cu en el laboratorio. Mientras que en los demás metros se mantiene dentro del rango.

Por último, el TRAMO V presenta una dispersión que va disminuyendo conforme avanza en profundidad. Los resultados del laboratorio se encuentran dentro del rango con los resultados de las ecuaciones.

En el metro 14 el resultado de laboratorio se dispara en comparación con las ecuaciones, posiblemente debido a la influencia de la arena. Sin considerar este metro, el mayor incremento o dispersión que se da entre el Cu (laboratorio) y el Su (con la ecuación que más se aproxima), es del 470% en el metro 9.

Para el desarrollo de las correlaciones se grafican y muestran en la siguiente ilustración.



Gráfica 24 Correlación Nspt Vs Cu

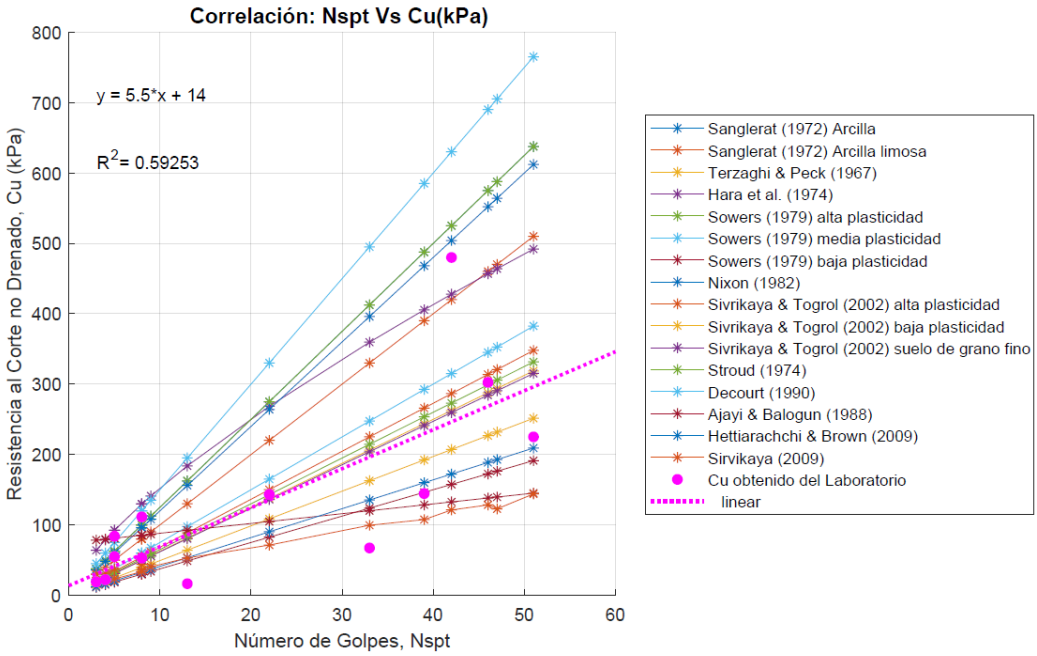
Las ecuaciones de los distintos autores tienen una tendencia clara y marcada. Los resultados de resistencia al corte no drenado obtenido mediante ensayos de Compresión Simple se muestran más dispersos en su mayoría dentro del rango de resultados de las ecuaciones, pero se mantienen coherentes, según las fotografías de las probetas de las probetas ensayadas.

Se observan dos puntos en especial que se encuentra muy fuera de tal rango. Primero un punto cuyo valor de resistencia se dispara completamente con relación a su valor de Nspt alcanzando casi los 700 kPa con tan solo 8 golpes. Observando la gráfica 4 se puede constatar que es un valor que no encaja con la media del N_{SPT} en esas profundidades, por lo tanto, se opta por descartar dicho valor en este análisis y se recomienda estudiar a profundidad tal estrato para constatar la veracidad de tal resultado.

También está otro punto, a los 9 metros, con una incoherencia entre resultados, ya que hay un valor muy bajo de Cu = 21 kPa para un valor muy alto de Nspt = 47 golpes. Esto puede deberse a la inexactitud entre las profundidades a la cual se ensayó el SPT y la del espécimen ensayado a compresión simple. Es decir, aunque se marque a una profundidad de 9 metros, hay cierto grado de diferencia entre ambos pozos, y como consecuencia se obtiene el desbalance o incoherencia mencionada entre las resistencias, y corroborado por la tabla 24. Por lo tanto, también se opta por descartar este punto.

Como resultado se tiene la siguiente gráfica de donde se obtiene la ecuación con un factor de regresión lineal igual a 0.59253.

$$y = 5.5x + 14 \qquad (40)$$

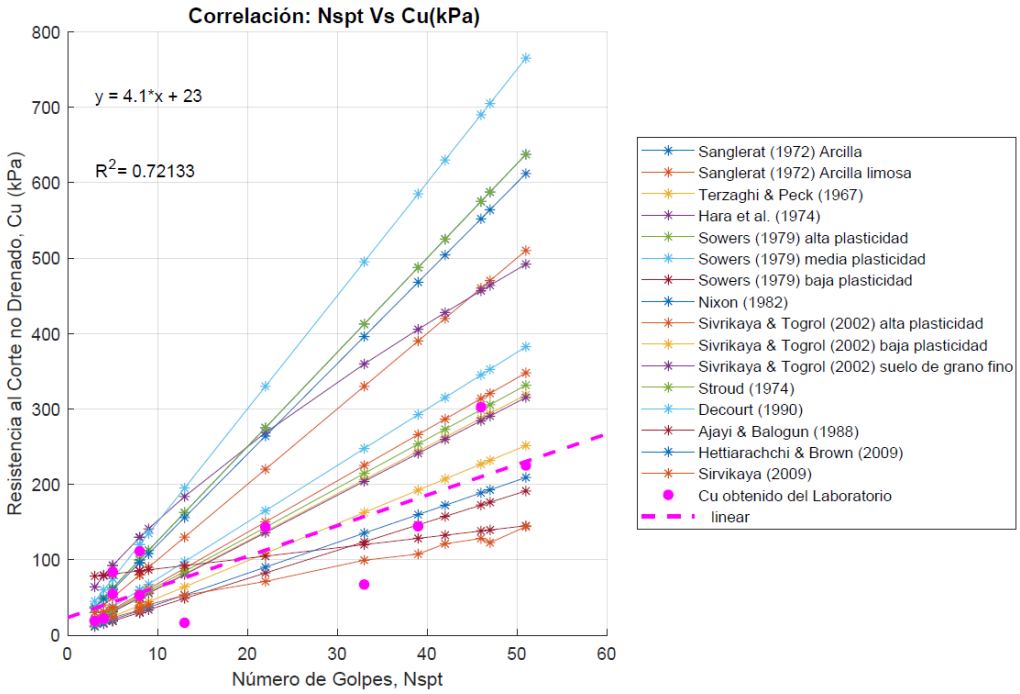


Gráfica 25 Correlación Nspt Vs Cu y obtención de ecuación

Para número de golpes bajos los resultados de la ecuación propuesta son confiables y compatibles con los demás autores. En los primeros 7 metros de profundidad donde el número de golpes no es superior a 9; es decir que para el TRAMO I, los resultados se asemejan con la mayoría de los autores ya que estos se encuentran con un rango de dispersión bajo y aceptable. Conforme se avanza en profundidad el N aumenta y los resultados se muestran más dispersos, no obstante, la pendiente muestra una tendencia aceptable en comparación a los demás autores, y se evidencia una similitud con la ecuación de Sivrikaya & Togrol (2002) suelo de grano fino. Por otro lado, las ecuaciones de Sowers (1979) son las que más se alejan a la realidad de nuestro suelo al sobreestimar su valor de resistencia.

Adicionalmente, se ajusta la gráfica descartando el valor más alejado y se obtiene la gráfica 26. Se consigue la ecuación (41) con un coeficiente $R^2 = 0.72$ que indica una confiabilidad bastante mayor. Para este caso, la ecuación propuesta se asemeja más a la investigación de los autores Sivrikara & Togrol (2002) para suelos de baja plasticidad; siendo más precisa para los primeros metros de profundidad.

$$y = 4.1x + 23 \qquad (41)$$

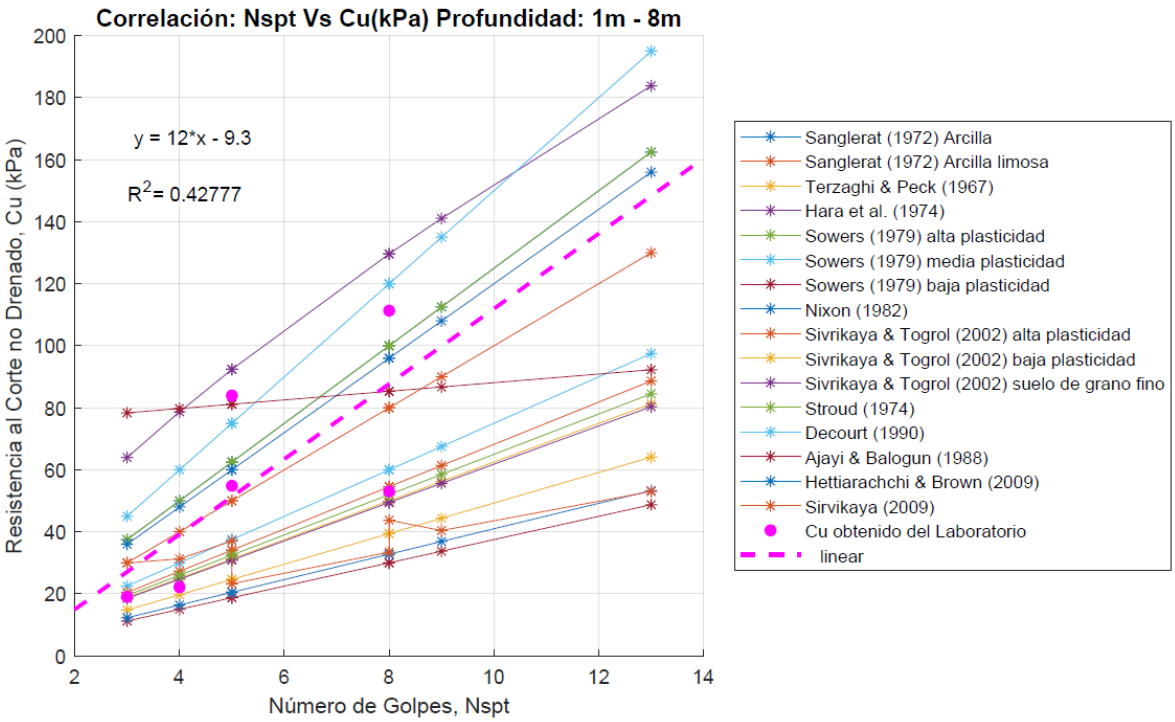


Gráfica 26 Correlación entre Nspt y Cu (2)

Se analizan por separado las correlaciones para valores bajos y altos de Nspt. Para el primer grupo el análisis se limita a los 8 primeros metros de profundidad, y para el segundo grupo se analiza el resto de la profundidad prospectada.

En la gráfica 27 se aprecia que la ecuación se acerca mucho al autor Sanglerat (1972) en su estudio para arcillas, y además tiene una pendiente muy cercana. La ecuación obtenida para este tramo es la siguiente y con un valor R^2 de 0.43.

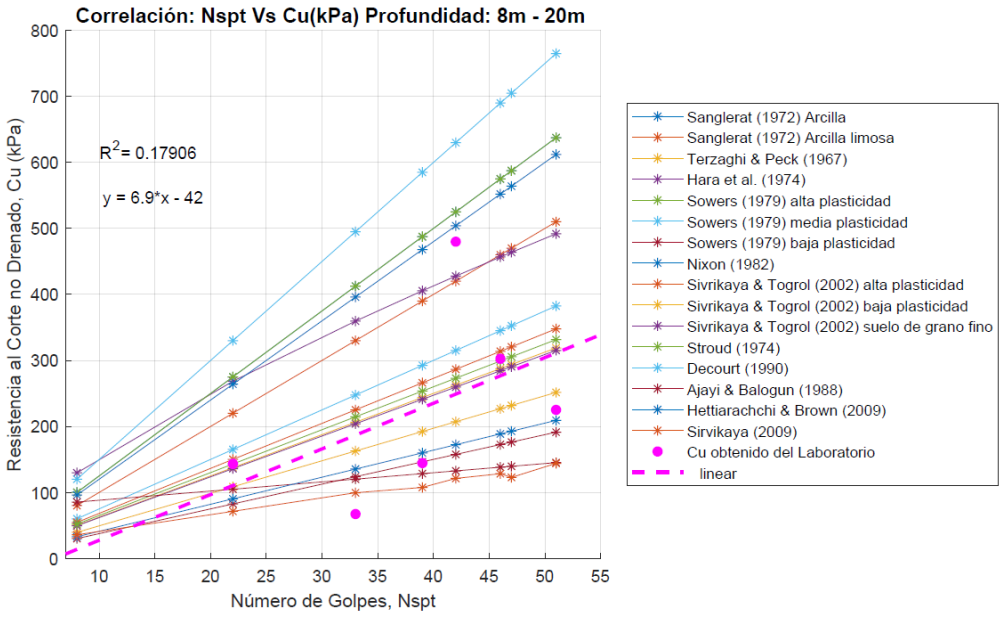
$$y = 12x - 9.3 \qquad (42)$$



Gráfica 27 Correlación SPT. Profundidad: 1m-8m

Por otro lado, para el resto de la profundidad los resultados están más dispersos y el coeficiente de regresión es muy bajo, siendo $R^2 = 0.18$. La ecuación se acerca sobre todo los N más altos a Sivrikaya & Togrol (2002) en su estudio para suelos de grano fino.

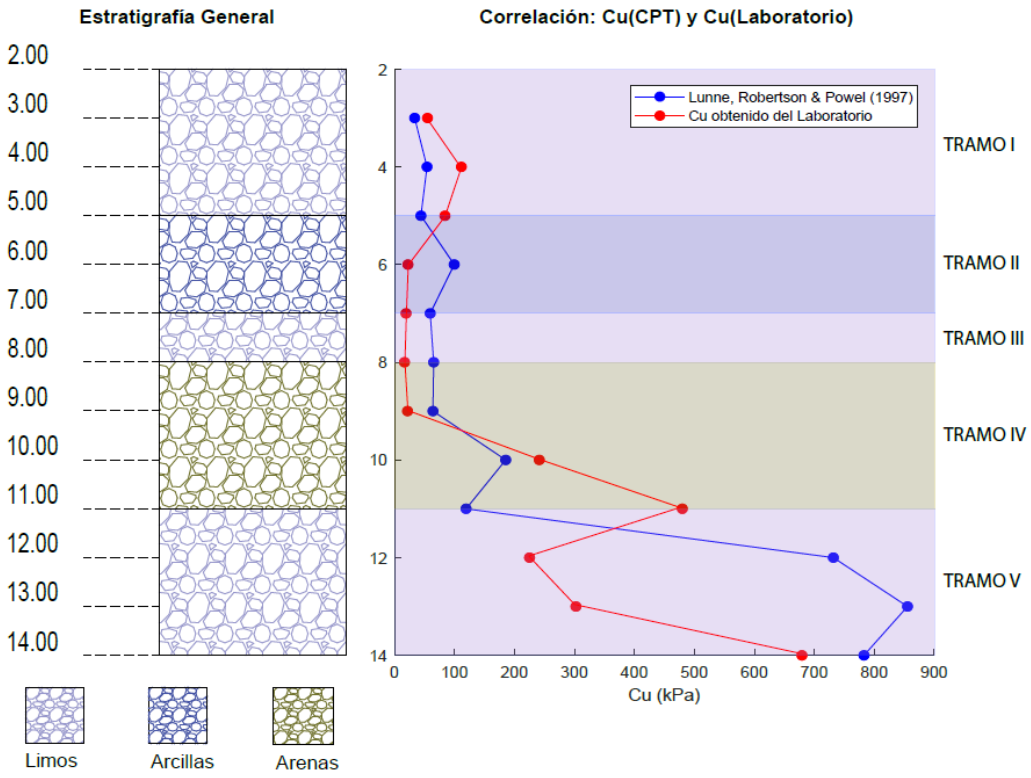
$$y = 6.9x - 42 \qquad (43)$$



Gráfica 28 Correlación SPT. Profundidad: 8m - 20m

4.3.2. Correlación entre el Corte No Drenado y el CPT

Se aplica la ecuación propuesta por Lunne, Robertson & Powel (1997) descrita en el Capítulo 2 y se compara con el Cu obtenido en laboratorio y la estratigrafía general, resultando en la siguiente gráfica.



Gráfica 29 Correlación para CPT

Al igual que en el caso del SPT, la proximidad de los resultados es notoriamente más alta en los primeros 8 metros, correspondientes a los TRAMOS I, II y III, compuestos por suelos finos según su clasificación. Sin embargo, los valores que más dispersos están corresponden al metro 6, para el cual el incremento del Cu de la ecuación con respecto al Cu del laboratorio es del 348%. En estos tramos las resistencias de corte no drenado se mantienen debajo de los 120 kPa.

En el TRAMO I, compuesto por limos, existe una subestimación del corte de parte de la ecuación de Lunne, Robertson & Powel (1997) con respecto al corte obtenido mediante el ensayo de Compresión Simple. Mientras que, para los TRAMOS II y III ocurre lo contrario, es decir, una sobreestimación.

Con respecto al TRAMO IV se marca una clara tendencia ascendente y la dispersión de los datos es aún mayor, sobre todo para el metro 13 donde el incremento del Cu de la ecuación con respecto al Cu del laboratorio llega a ser del 182%.

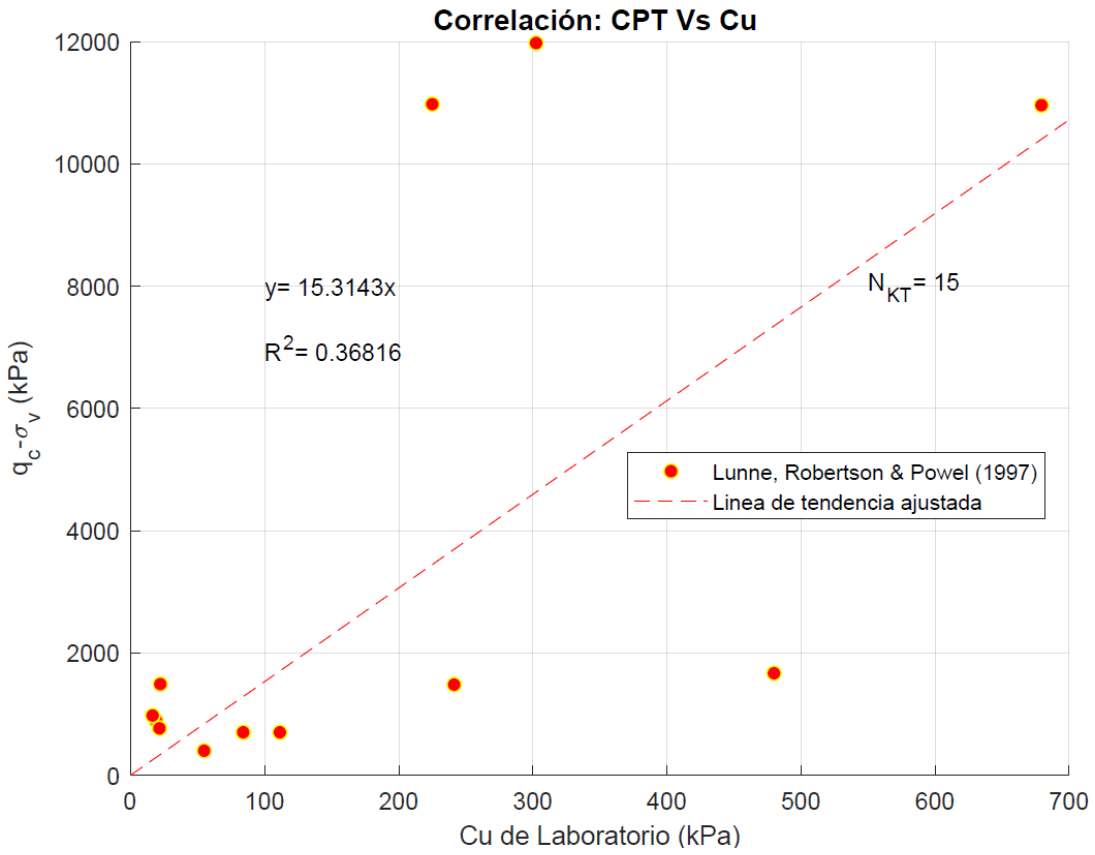
Para el desarrollo de la correlación se analiza el siguiente gráfico con el objetivo de obtener el valor de N_{KT} más adecuado para el tipo de suelo de esta investigación y así plantear la ecuación correspondiente.

$$y = 15.3x \qquad (44)$$

La pendiente de la ecuación representa a N_{KT} , por lo tanto, luego de reemplazar las variables la ecuación final para nuestro suelo es la siguiente.

$$Cu = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{15} \qquad (45)$$

Sin embargo, debido a la gran dispersión de los resultados se tiene que el factor de regresión lineal es de 0.37, un valor muy bajo que indica poca confiabilidad en la ecuación.

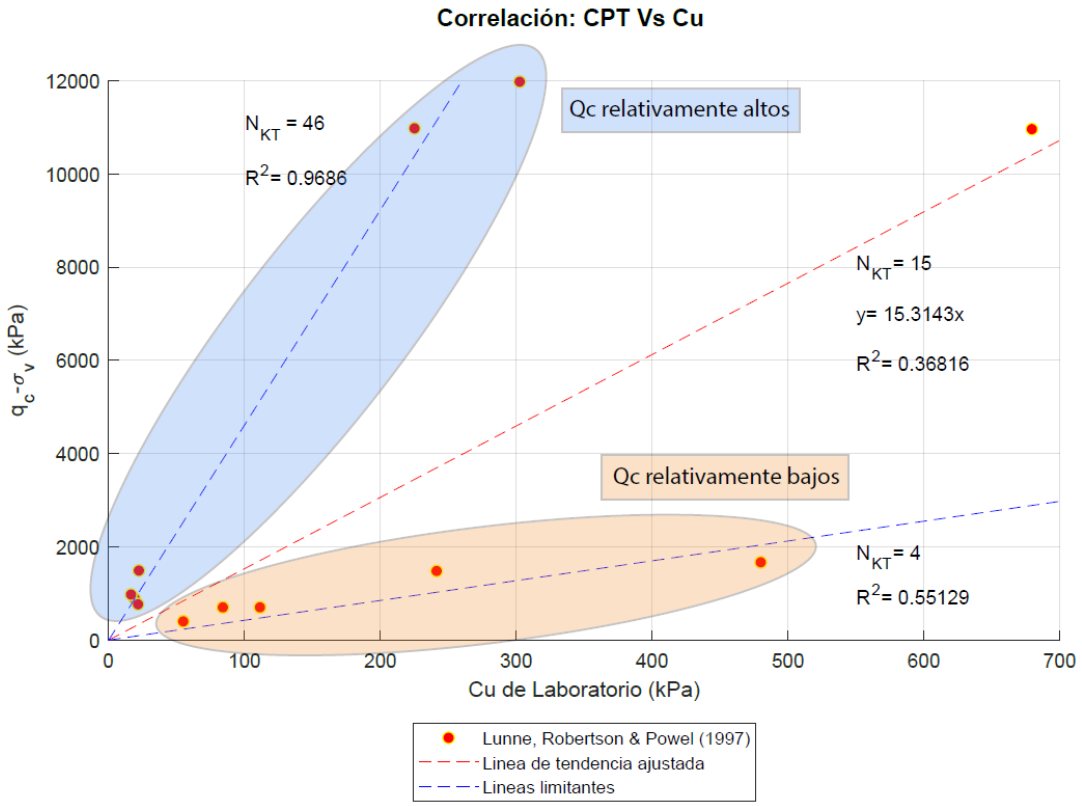


Gráfica 30 Correlación CPT Vs Cu y obtención de ecuación

Con el objetivo de obtener una ecuación que represente mejor la variabilidad de los resultados, se han agrupado a los resultados como se muestra en la gráfica 31. De esta forma se obtienen coeficientes de regresión mucho más altos, pero los valores de N_{KT} difieren mucho entre sí, siendo N_{KT} = 46 (ecuación 46) el valor correspondiente a resultados de resistencia a la punta relativamente altos en profundidades entre los 6 - 9m y 12 -13m y como N_{KT} = 4 (ecuación 47) para resultados resistencia a la punta relativamente bajos, pertenecen a profundidades entre los 3 - 5m y 10 -11m.

$$Cu = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{46} \quad (46)$$

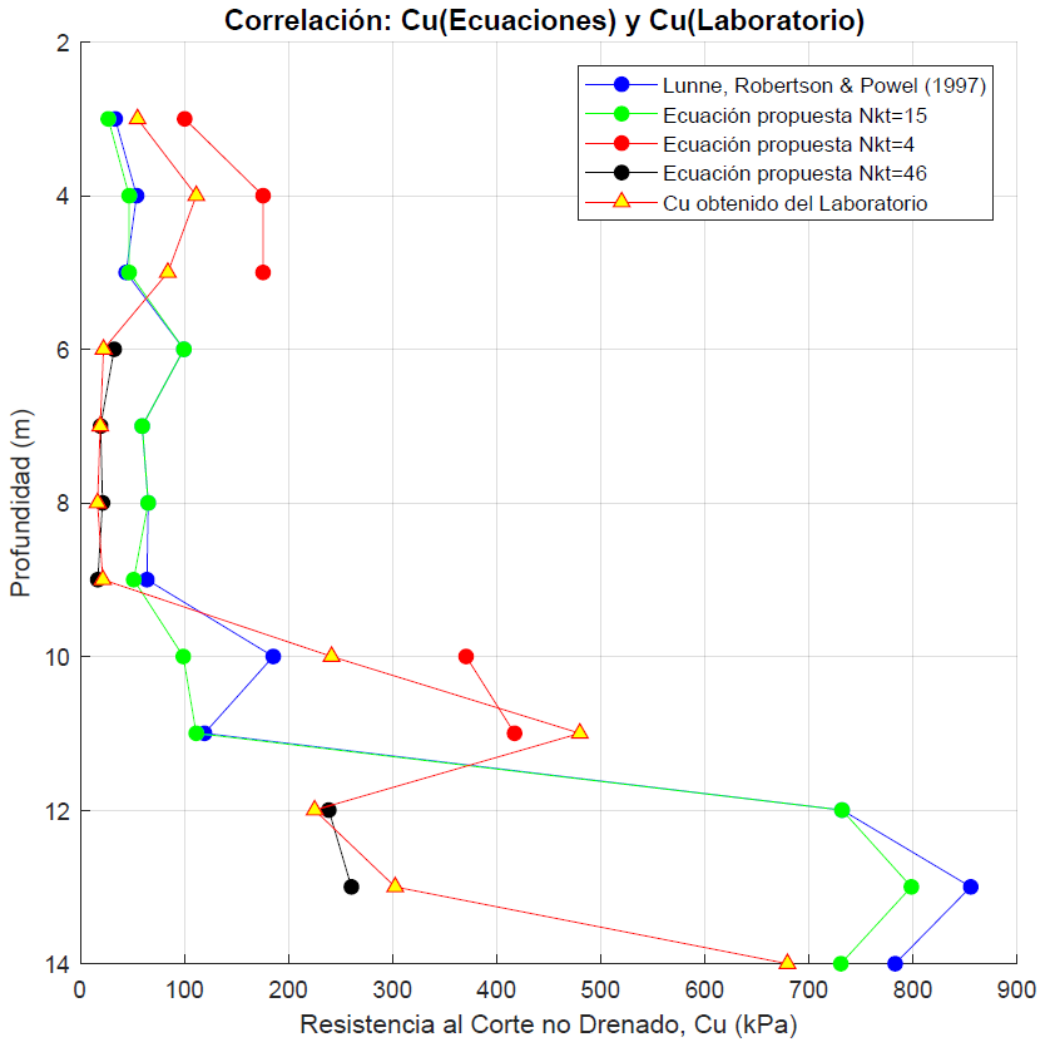
$$Cu = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{4} \quad (47)$$



Gráfica 31 Correlación CPT y obtención de ecuaciones

La ilustración siguiente muestra las resistencias al corte no drenado obtenidas con las distintas ecuaciones obtenidas. Durante los 5 primeros metros de profundidad hay una tendencia similar entre resultados, siendo los resultados de laboratorio un promedio entre las demás ecuaciones. En el siguiente tramo de 6 a 9m la ecuación que más se acerca es con $N_{KT} = 46$ con resultados bastante similares a los de laboratorio, la ecuación es efectiva para este tramo, sin embargo, hay que prestar especial atención a este coeficiente ya que es muy alto, tomando en cuenta que el máximo valor recomendado por otros autores es 30.

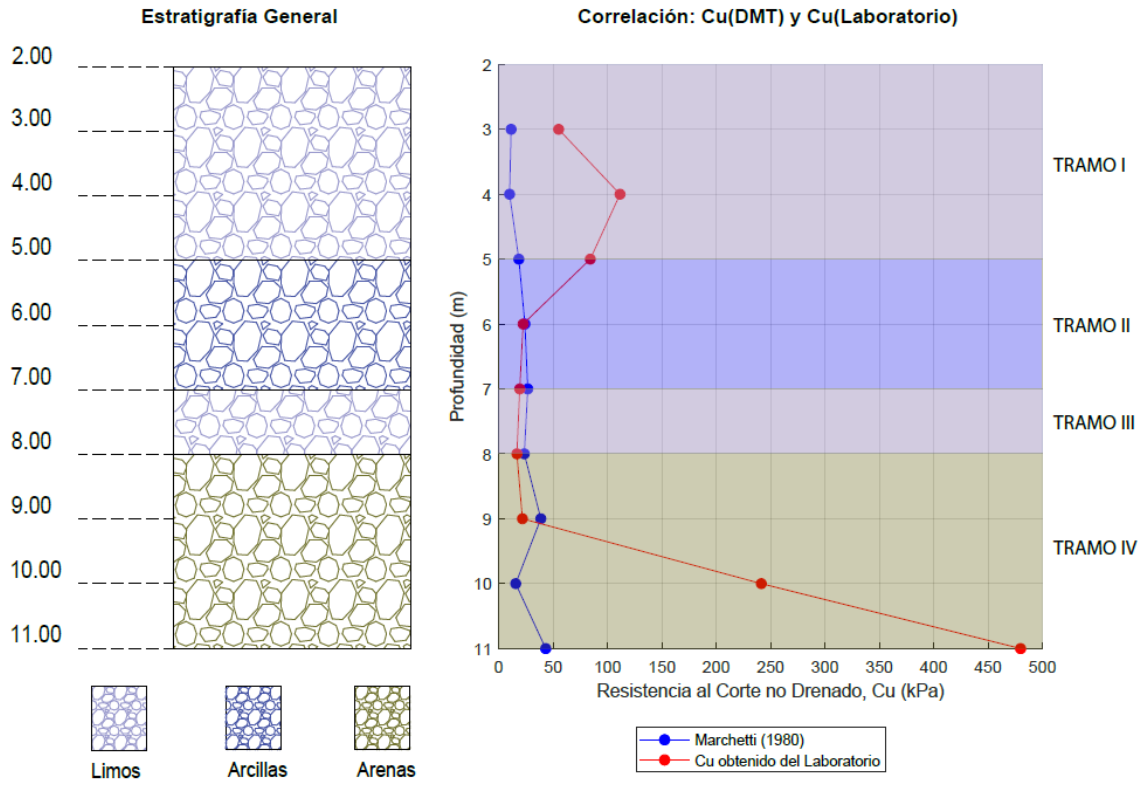
A partir del metro 10 la dispersión es más notoria, pero en el metro 12 a 13 se vuelve a marcar la similitud entre la ecuación con N_{KT} =46. En el último metro las ecuaciones determinadas sobreestiman el valor de resistencia real, al igual que en el metro 11.



Gráfica 32 Correlaciones CPT: comparación de ecuaciones

4.3.3. Correlación entre el Corte No Drenado y el DMT

Para establecer la correlación se aplica la ecuación propuesta por Marchetti descrita en el Capítulo 2 y se compara con el Cu del laboratorio. La ilustración siguiente muestra los resultados y su variación con la estratigrafía general.



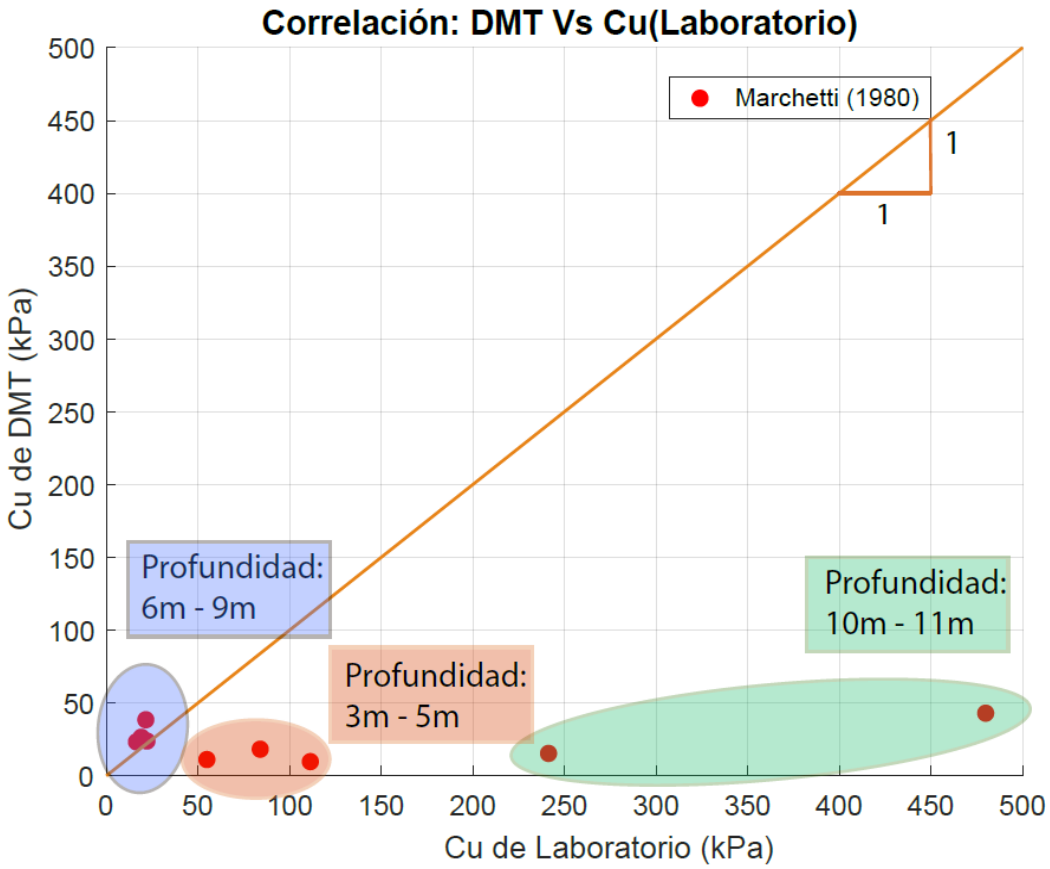
Gráfica 33 Correlaciones DMT

En el TRAMO I se observan resultados bastante dispersos, en el metro 4 por ejemplo el incremento del Cu (laboratorio) con respecto al de Marchetti supera el 1000% del valor. Mas adelante en los TRAMOS II y III la relación entre resultados se vuelve más cercana, tanto así que en el metro 6 hay una dispersión de tan solo el 7%. En el rango de 6 a 9 m hay una aproximación acertada para la ecuación de Marchetti, sin embargo, la cantidad de aciertos no resulta suficiente para considerar efectiva la ecuación, puesto en el metro 10 correspondiente al TRAMO IV vuelve a dispersarse en gran medida.

La tendencia de Marchetti es clara, los resultados varían aproximadamente desde los 9 kPa hasta los 38 kPa dentro de los 10 metros de prospección, debido a que los resultados de DMT y del coeficiente kd en específico, tienen un rango muy corto de variación. Esto no ocurre con los resultados de Cu por Compresión simple para los cuales hay un amplio rango de variación independientemente de su profundidad.

Casos similares ocurren en las correlaciones para el SPT y CPT donde la tendencia se vuelve más difusa a medida que se avanza en profundidad.

La siguiente ilustración pretende correlacionar ambos parámetros, sin embargo, la magnitud de dispersión entre los resultados hace que no se marque la tendencia proporcional 1:1 que se esperaría en toda la profundidad. En la profundidad de 6 a 9m compuesto por limos, arcillas y arenas los resultados se acercan mucho a la recta por lo que la ecuación de Marchetti (1980) tiene validez en este tramo. Sin embargo, para el resto de las profundidades marcadas la ecuación no tiene validez pues los resultados se alejan mucho de la recta, estos tramos están compuestos por limos y arenas, siendo las arenas las que más dispersas están. Estos resultados no superan los 50 kPa con la ecuación, sin embargo, en laboratorio alcanzan los 500 kPa; habría que ahondar en la investigación ensayando más muestras para corroborar las resistencias.



Gráfica 34 Correlación DMT Vs Cu

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Mediante la caracterización SUCS se obtuvo que la prospección de 30 metros tiene una estratigrafía muy variable compuesta en un 37% por estratos de limos, 33% de arenas, 17% de gravas y 13% de arcillas. La clasificación SUCS determina que los primeros 8 metros de profundidad corresponden a suelos finos, principalmente limos, intercalado con un estrato de arcilla. A los 8 metros existe un estrato de arenas de 3 metros de ancho en el cual el suelo se encuentra completamente saturado en su centro, posiblemente por los estratos limosos adyacentes que actúan hasta cierto punto como estratos impermeables, con un comportamiento similar a un acuitardo. El mismo caso se da en el metro 15 en donde se vuelve a tener un estrato drenante de arena confinado por estratos de arcilla y cuya saturación alcanza hasta el 98%. Por otro lado, en el tramo 11-15m se observa que el material fino predominante se mezcla con arena perteneciente a los estratos en los metros 10 y 16.

- Según la geología descrita, la estratigrafía correspondería a la formación Cangahua debido al color café característico de las tobas y la presencia de pómez, típicas de esta formación. Con base en el estudio de Peñafiel (2009) y esquematizado en la ilustración 9 se comprueba la presencia de coluvial en el metro 25, perteneciente a la misma formación. Es justo también asociar los estratos con el miembro Quito, específicamente con la unidad Volcanosedimentaria Guamaní debido a la presencia de piroclastos, aunque no se hace presente la toba blanca. Se observa la presencia de partículas lapilli en los estratos arenosos con limo, material resultado de procesos de sedimentación proveniente del Complejo Volcánico Pichincha (CVP) y del Complejo Volcánico Atacazo-Ninahuilca (CVAN); además, por la misma razón presenta cierto grado de cementación. La

inspección visual detectó presencia de material orgánico, específicamente raíces, hasta los 8 metros de profundidad; sin embargo, es necesario realizar el respectivo ensayo normalizado para el correcto reporte.

- Al incluir los puntos determinados en expresiones o correlaciones existentes publicadas y utilizadas en la investigación, el análisis de este trabajo ha permitido confirmar la tendencia y la propuesta, con ajustes para el lugar de estudio, entre la resistencia al corte no drenado y el SPT, CPT y DMT. Existen varias ecuaciones publicadas para correlacionar suelos cohesivos, sin embargo, no hay evidencia de la fiabilidad de estas en el suelo del sector El Rocío de Guamaní en el Sur de Quito. Este documento es una guía muy útil cuando, por cuestiones de presupuesto principalmente, no es posible determinar la resistencia al corte sin drenar de un determinado estrato mediante ensayos en laboratorio, y se hace necesario acudir a la aplicación de correlaciones y determinación de medidas con ensayos directos, ya que ofrece información real y detallada del comportamiento mecánico del suelo; además de una caracterización completa del suelo con base en las respectivas normas vigentes.
- Con base en los resultados del SPT y de las 25 muestras ensayadas se ha encontrado que el comportamiento del suelo investigado se asemeja más a las ecuaciones de Sivrikara & Togrol (2002) y Sanglerat (1972). Se observa también que los resultados se mantienen menos dispersos con un número de golpes bajos, esto ocurre en los primeros 8 metros de profundidad, se evidencia una discrepancia más pronunciada para valores de Nspt altos. Como resultado general del análisis se obtiene la ecuación (40) y (41) con un factor de regresión lineal de 0,6 y 0,72 respectivamente.
- De acuerdo con los resultados del ensayo CPT en este trabajo se encuentra que la ecuación de Lunne, Robertson & Powel (1997), si bien tiene una tendencia similar a los resultados de compresión simple, subestima tales valores hasta los 5 metros de profundidad y en el tramo de 10 a 11m, en los demás tramos es valor es sobreestimado. Además, se encuentra que los valores N_{KT} varían en un rango significativo, siendo $N_{KT} = 46$ el valor aplicable

en el rango 6 a 9m y 12 a 13m, con un coeficiente de regresión lineal de 0,97. Por otro lado, se tiene N_{KT} = 4 que funciona hasta los 5 m y en el rango de 10 a 11m con un coeficiente de regresión lineal de 0.55. Por lo tanto, el uso de la ecuación (46) es muy confiable para rangos de profundidades en los que se obtienen resistencias a la punta *Qc* relativamente altas con el uso del CPT.

- Con base en los resultados del DMT se ha encontrado que existe una relación confiable entre la resistencia al corte no drenado y la ecuación de Marchetti (1980) para el tramo de 6 a 9m, cabe recalcar que es un tramo compuesto por estratos de limos, arcillas y arenas. Sin embargo, esta ecuación no se considera confiable para el resto de las profundidades debido a que la dispersión es mayor alejándose bastante de los resultados de laboratorio, sobre todo en los últimos metros, tal como ocurre con el SPT y CPT. Esto podría deberse a que la cantidad de arena aumenta y por consiguiente el suelo ese vuelve menos plástico, incompatible con el principio del ensayo de resistencia al corte sin drenar y sus ecuaciones, en los que se requieren suelos altamente cohesivos. Es decir que, la hipótesis es aplicable solo para el estrato de 6 a 9m, la contaminación circundante en los estratos con arena limita la utilidad de la hipótesis.

5.2. RECOMENDACIONES

- La estratigrafía obtenida de la zona fue corroborada por los resultados del ensayo SPT, y en menor medida del ensayo DMT, diferenciando los estratos de arena aproximadamente a los 8 metros de profundidad y más adelante a los 15 y 19 metros. Sin embargo, aunque el ensayo CPT es sensible a los cambios de estrato, los resultados no detectaron tal cambio. Es por esta razón que se recomienda realizar otro ensayo CPT con el respectivo análisis para ajustar las correlaciones obtenidas antes de su consideración en cualquier diseño.
- Los resultados de los dos Ensayos de Penetración Estándar arrojaron resultados diferentes, aunque la razón quede expuesta en las conclusiones, es necesario realizar un tercer sondeo para corroborar las teorías. Por temas de tiempo y recursos no fue posible

realizar más ensayos, pero lo adecuado es realizar al menos tres veces cada ensayo, tanto los ensayos de *in situ* como los de laboratorio para que se asegure el valor correcto mediante un análisis estadístico.

- Los resultados de la investigación no logran establecer una correlación eficaz entre la resistencia al corte sin drenar y el DMT para la mayoría de los estratos. En la ecuación desarrollada por Marchetti (1980) el valor *0.22* es un valor empírico en una condición NC pero que puede cambiar según el tipo de ensayo y el valor *1,25* responde a un parámetro de ajuste para suelos arcillosos (Choo, Lee, Hong, & Lee, 2016), se recomienda una nueva investigación que parta del estudio de los factores de la ecuación y las condiciones de consolidación de la zona para una posible modificación de estos parámetros y la propuesta de una nueva ecuación aplicable al resto o toda la estratigrafía.
- Se recomienda que los resultados correspondientes a la caracterización del suelo en el presente trabajo de investigación se lo utilicen como base para el diseño o planificación de obras civiles en el sector El Rocío de Guamaní, mas no como un reemplazo al estudio de suelos.
- Para la realización de investigaciones similares considerar realizar los ensayos *in situ* y de laboratorio en un lapso en que la humedad del subsuelo no se vea afectada por factores climáticos, para así evitar las discrepancias que se obtuvo en esta investigación.
- Se plantea la siguiente hipótesis con respecto a la variación de resultados del Ensayo de Penetración Estándar entre en la campaña uno y dos, aún con el mismo nivel de energía.

  Estudios demuestran que el valor N pude cambiar dependiendo de la densidad relativa del material, siendo así que para un suelo en condiciones saturadas el N del SPT será menor que en condiciones secas; mientras menor sea el grado de densidad relativa, mayor será la diferencia entre número de golpes (J. Bowles, 1997).

Tabla 25 Variación del Nspt dependiendo de la densidad relativa del suelo. Fuente: Bowles (1997)

D_r,%	N_{dry}	N_{sat}
40	4	1
50	5	2
60	8	4
70	9	6
80+	Same values for either soil state	

Los ensayos fueron realizados en distintos meses; el ensayo con martillo Safety se realizó en agosto de 2019, mientras que el ensayo con el martillo Donut en enero de 2020, por lo que los factores climáticos cambiaron resultando en variaciones de humedades, algunas de ellas indicadas en la tabla 26.

Tabla 26 Variación de humedades

Variación de humedades, %			
Profundidad (m)		SPT Martillo Safety	SPT Martillo Donut
Desde	Hasta	Agosto 2019	Enero 2020
1.00	2.00	31	20
2.00	3.00	42	22
3.00	4.00	35	27

Con respecto al comportamiento mecánico del suelo, se consideró que el suelo estará sujeto a ambas condiciones de humedad y, por lo tanto, se estudiaron ambos casos, pero se le dio prioridad al más conservador que fue el realizado con el martillo Safety.

Por otra parte, tal como indica la descripción del suelo en los logs del SPT (ANEXOS), se encontraron fragmentos de piedras pómez y cenizas, es decir, materiales de origen volcánico con propiedades cementantes, concordante con el alto nivel de volcanismo del lugar. La cementación de un suelo está relacionada con su cohesión y por tanto su capacidad de resistencia; al existir mayor cantidad de humedad esta resistencia disminuye y en consecuencia el número de golpes en un ensayo SPT también. En un estado seco la cementación genera más resistencia al hincado. De manera que la alteración de esta propiedad fue un motivo de las inconsistencias entre resultados de ensayos SPT. Además, al existir altas cantidades de arena, en condiciones secas generan mayor fricción entre

partículas al ingreso de la sonda. Con mayor humedad, el agua lubricaría el contacto permitiendo disminuir su fricción y por tanto menor resistencia.

- Con el propósito de obtener más información, se realizó el Ensayo de Penetración Estándar con el martillo Donut de manera continua. Sin embargo, es posible que esta forma de penetración altere los estratos debajo del cual se realiza el golpeteo, y, por lo tanto, sea una razón más de la diferencia de resultados que se evidenció entre el SPT de la campaña uno y dos. Se recomienda analizar más a profundidad el efecto del golpeteo continuo, sin los intervalos típicos de 1m o 1,5m.
- Por limitaciones de recursos, para las muestras *inalteradas* obtenidas con tubo *shelby* en la segunda campaña se acudió al método de percusión. Aunque al final se descartó estos datos para el análisis de correlaciones, esto es un método que debe evitarse y que debe considerarse si se plantea el uso de tales datos en cualquier investigación posterior.
- Se deben eliminar los valores altos que distorsionan los resultados de los ensayos de campo en profundidades específicas para hacer una mejor interpretación de las unidades o capas.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, R. (ESPE). (2016). *Microzonificación Sísmica de Quito* (Centro de). Quito-Ecuador.

Albuja, J. (2018). Determination of the undrained shear strength of organic soils using the cone penetration test and marchetti's flat dilatometer test. *Puce*, (106), 3–39. Retrieved from http://www.revistapuce.edu.ec/index.php/revpuce/article/view/129/232

Alvarado, A. (1996). *Evolución geológica cuaternaria y paleosismicidad de la Cuenca de Quito, Ecuador*. EPN.

ASMT D6913. (2017). Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve, *4*(Reapproved 2009), 1–34. https://doi.org/10.1520/D6913-04R09E01.2

ASTM 2488-09a. (2009). ASTMD 2488-09a Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure). *Annual Book of ASTM Standards*, (July), 1–11. https://doi.org/10.1520/D2488-09A.

ASTM D1586. (2018). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. *ASTM Standard Test Method*, *D1586-11*, 1–9. https://doi.org/10.1520/D1586-11.2

ASTM D1587. (2008). Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes. *ASTM Standard Practice*, *D1587-8*(Reapproved 2007), 1–4. https://doi.org/10.1520/D1587-08R12E1.1.4.1

ASTM D2166. (2015). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil 1, 1–7. https://doi.org/10.1520/D2166

ASTM D2216-10. (2010). ASTM D2216-10 - Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. *ASTM International*, (November 1988), 1–7. https://doi.org/10.1520/D2216-10.N

ASTM D2487. (2000). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes

(Unified Soil Classification System), *4*, 12. https://doi.org/10.1520/D2487-11.

ASTM D2850. (2015). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. *ASTM International*, *D2850 − 15*(2015), 1–6. https://doi.org/10.1520/D2850-15.2

ASTM D3441. (2016). Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils 1, 1–8. https://doi.org/10.1520/D3441-16.2

ASTM D4220. (2014). Preserving and Transporting Soil Samples. *ASTM Standard Test Method*, *D4220-14*, 1–11. https://doi.org/10.1520/D4220

ASTM D427. (2017). Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method, *i*, 5–8.

ASTM D4318. (2005). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *Report*, *4*(March 2010), 1–14. https://doi.org/10.1520/D4318-10.

ASTM D4633. (2014). Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers (D4633 - 10). *Annual Book of ASTM Standards*, 1–7. https://doi.org/10.1520/D4633-10.Copyright

ASTM D5434. (2009). Standard Guide for Field Logging of Subsurface Explorations of Soil and Rock. *ASTM Standard Guide*, *D5434-9*(July), 1–4. https://doi.org/10.1520/D5434-12.1

ASTM D6635. (2017). Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer 1, 1–16. https://doi.org/10.1520/D6635-15.2

ASTM D7263-09. (2009). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens. *ASTM International*, *9*(Reapproved 2018), 1–7. https://doi.org/10.1520/D7263-09.2

ASTM D7928. (2017). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. *ASTM International, West*

Conshohocken, PA., (May 2016), 1–25. https://doi.org/10.1520/D7928-17.

ASTM D854-02. (2000). D854 - Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *Astm D854*, *2458000*(C), 1–7. https://doi.org/10.1520/D0854-10.2

Avilés, L. (2013). CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL SUR DE LA CIUDAD DE QUITO. *UCE*, 1–190.

Bell, F. G. (2006). *Engineering Geology, Elsevier Science & Technology*. ProQuest Ebook Central. Retrieved from http://ebookcentral.proquest.com/lib/puce/detail.action?docID=285826.

Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* (Fifth Edit). Peoria, Illinois: McGraw-Hill.

Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. *McGraw-Hill* (Vol. 23). https://doi.org/10.5209/cfit.54014

Braja, M. Das. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*.

Cajamarca (Universidad Privada del Norte). (2011). Plasticidad de los suelos.

Carmona, J. (2014). Estudio de resultados ensayo de penetración estándar (spt) para el factor de corrección (Cn) y el ángulo de fricción (Ø) del suelo usando diferentes tipos de correlaciones.

Choo, H., Lee, W., Hong, S. J., & Lee, C. (2016). Application of the dilatometer test for estimating undrained shear strength of Busan New Port clay. *Ocean Engineering*, *115*, 39–47. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2015.11.017

Coronel Jones, M. X. (2013). Comparación de dos metodologías de caracterización de suelos : Resultados de ensayos de laboratorio versus registros de ensayo de penetración de cono.

Díaz, G. (2011). Maestría en Ingeniería Civil Trabajo de Grado Caracterización de un sitio mediante ensayo de CPTU Presentado por : Gonzalo Díaz Trillos Jorge Alberto Rodríguez Mayo de 2011 Contenido, 71.

Duque, G., & Escobar, E. (2002). *Mecánica de los Suelos*. Universidad Nacional de Colombia.

González, A. J. (1999). Estimativos de parametros efectivos de resistencia con el SPT. *X Jornadas Geotécnicas de La Ingeniería Colombiana*, 1–12.

Herrera Herbert, J., & Castilla Gómez, J. (2012). Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos, 95.

Lunne, L., Robertson, P. K., & Powel, J. J. M. (1996). *Cone Penetration Test in Geotechnical Practice*.

Marchetti, S. (1980). Journal of the Engineering Division. *Geotechnical Engineering*, *105*(May), 655–670.

Marchetti, S., Marchetti, D., & Villalobos, F. (2013). El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ. *Obras Y Proyectos*, (13), 20–29. https://doi.org/10.4067/s0718-28132013000100002

Mayne, P. W. (2007). Cone Penetration Testing State-of-Practice. *NCHRP Project Report*, *Topic 37-1*(February 2007), 1–137. Retrieved from papers2://publication/uuid/B26D5199-5D93-439D-8F0E-E37EAB825285

Mendivil Padilla, P. L., & Saavedra Jimenez, M. A. (2016). CORRELACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE COMPRESIÓN INCONFINADA Y CORTE DIRECTO EN SUELOS COHESIVOS, DEL SECTOR EL RODEO EN CARTAGENA. 35), 1(*2002*, □□□□□□–40. https://doi.org/10.1109/ciced.2018.8592188

Nassaji, F., & Kalantari, B. (2011). SPT capability to estimate undrained shear strength of fine-grained soils of Tehran, Iran. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, *16 N*(January), 1229–1238.

NEC-SE-DS. (2014). *Peligro Sísmico*.

Ocaña, D. (2019). IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DE CALIBRACIÓN DE LA ENERGÍA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SEGÚN LA NORMATIVA ASTM D4366-

16, CON APLICACIÓN AL ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN EN SUELOS GRANULARES EN UNA ZONA ESPECÍFICA DE MANABÍ. *Journal of Chemical Information and Modeling*, *53*(9), 1689–1699. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004

Peñafiel A., L. A. (2009). Geología y análisis del recurso hídrico subterráneo de la Subcuenca del Sur de Quito. *Tesis, EPN*, 169.

Sánchez, E. (2018). Caracterización geotécnica del centro norte de Quito relacionada con el uso y ocupación del suelo por obras civiles. Retrieved from http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/14584/Tesis_POTD_PUCE_Eddy_Sánchez_5_1_2018.pdf?sequence=1&isAllowed=y

SIAPA. (2014). Criterios y lineamientos de Getecnia, 1–4.

Ulloa Sáenz, D. (Instituto C. de E. (2015). COMPARACIÓN DE PROPIEDADES GEOTÉCNICAS OBTENIDAS POR MEDIO DE DISTINTOS ENSAYOS IN SITU (SDMT, CPT, PMT, SPT Y ENSAYOS DE LABORATORIO), 1–46. Retrieved from https://www.geotecniacr.com/premio/Premio_2015_027_Ulloa.pdf

Villagómez, D. (2003). Evolución geológica Plio-Cuaternaria del Valle Interandino central en Ecuador (zona de Quito-Guayllabamba-San Antonio). *Trabajo Especial de Grado), Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador*, (May 2003).

ANEXOS

- SPT

AREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

INFORME DE ENSAYO

REGISTRO DE LOG GEOTÉCNICO

OBRA : ACTUALIZACIÓN DE LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO - PRIMERA FASE

SOLICITADO POR : GAD DISTRITO METROPLITANO DE QUITO

LOCALIZACIÓN : Quito - Pichincha

FISCALIZACIÓN : ----------

DESCRIPCIÓN : PCQ0002_SPT

CONTRATISTA : PUCE - EPN

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 30,00

MARTILLO UTILIZADO : Automático

FECHA DE ELABORACIÓN : 2019-06-03

JEFE DE CAMPO Ing. Esteban Pérez

TIPO DE MARTILLO : Automático

FECHA DE INICIO SONDEO: 2019-08-15

FECHA DE ENTREGA : 2019-11-27

PERFORADOR : Aldemar Quiroz

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA : AW

FECHA DE FINALIZACIÓN: 2019-08-16

HOJA : 1 de 5

COTA DEL NIVEL NATURAL (msnm) : 2096,00

DIÁMETRO DE REVESTIMIENTO : HWT

TIPO DE MUESTREADOR: Cuchara partida

ORDEN: S-3646

COORDENADAS UTM: 17 M **N:** 9967075,00

REGISTRO NIVEL FREÁTICO

PESO DEL MARTILLO: 140 lb

E: 773753,00

NIVEL : ND **FECHA:** 2019-08-16

ALTURA DE CAÍDA DEL MARTILLO: 76.2 cm

PERFORADORA : Acker

NIVEL : ---- **FECHA:** --------

ENERGÍA TEÓRICA DEL ENSAYO : 475 J

MODELO : Rotación - Percusión

NIVEL : ---- **FECHA:** --------

PORCENTAJE DE ENERGÍA ENTREGADA (%) : 77

PROFUNDIDAD (metros)	COTA (msnm)	REVESTIMIENTO	TIPO DE MUESTRAS	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 4 (4,75 mm)	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 40	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 200	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	RECUPERACIÓN (cm)	RECUPERACIÓN (%)	NSPT MEDIDO	N corregido (60)	Densidad (gr/cm³)	ESTRATIGRAFÍA
0,00	2096,0	HWT	SS														
1,00	2095,0		SS	31	43	34	9	100	92	65	ML	40	89	7	9		
2,00	2094,0		SS	42	54	42	12	100	92	68	MH	45	100	6	8		
2,00	2093,0		SS	35	41	37	4	99	93	66	ML	45	100	4	5		
4,00	2092,0		SS	40	42	35	6	100	95	70	ML	40	89	6	8	1,610	
5,00	2091,0		SS	37	37	24	14	95	83	58	CL	40	89	4	5		
6,00	2090,0		SS	31	33	22	12	100	92	68	CL	45	100	3	4		
7,00	2089,0		SS	35	41	29	12	100	88	64	ML	45	100	2	3		
8,00	2088,0		SS	26	33	22	12	100	82	50	SC	45	100	10	13		
9,00	2087,0		SS	29	28	25	4	91	72	38	SM	45	100	37	47		

N corregido (60) ASTM D 6066

VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO

DESCRIPCIÓN MANUAL-VISUAL DEL SUELO

De	0,00	a	1,00	Superficie relleno
De	1,00	a	1,45	Limo arenoso café oscuro, con olor, húmedo, presencia de raíces, dilatancia lenta, tenacidad media, consistencia firme, plasticidad baja, resistencia al seco muy alta.
De	2,00	a	2,45	Limos arenoso color café oscuro, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad alta, consistencia firme, resistencia al seco alta.
De	2,00	a	2,45	Limo arenoso color café oscuro, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad baja, consistencia suave, resistencia al seco media.
De	4,00	a	4,45	Limo arenoso color café oscuro, sin olor, húmedo, presencia de raíces, consistencia firme, dilatancia media, plasticidad baja, tenacidad media, resistencia al seco media.
De	5,00	a	5,45	Arcilla arenosa, color café oscuro, con olor, húmedo, con presencia de raicillas, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad baja, consistencia firme, resistencia al seco alta.
De	6,00	a	6,45	Arcilla arenosa, color café, sin olor, húmedo, con presencia de raicillas, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad baja, consistencia firme, resistencia al seco alta.
De	7,00	a	7,45	Limo arenoso, color café oscuro, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad baja, consistencia firme, resistencia al seco alta.
De	8,00	a	8,45	Arcilla arenosa, color café, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad baja, plasticidad media consistencia firme, resistencia al seco alta.
De	9,00	a	9,45	Arena limosa, color café claro, sin olor, húmeda, cementación débil, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad media, resistencia al seco media, contiene pómez.

NOMENCLATURA:

- M Limo
- C Arcilla
- S Arena
- L Baja plasticidad
- H Alta plasticidad

ML | ML - CL | MW | SC | SP | CL | CH | SM | SM-SC | SP / SW | SM

NP SUELO NO PLÁSTICO

NIVEL FREÁTICO

LÍMITE PLÁSTICO

CONTENIDO DE HUMEDAD

LÍMITE LÍQUIDO

PROFUNDIDAD (metros)	COTA (msnm)	REVESTIMIENTO	TIPO DE MUESTRAS	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 4 (4,75 mm)	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 40	% QUE PASA EL TAMIZ Nº 200	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	RECUPERACIÓN (cm)	RECUPERACIÓN (%)	NSPT MEDIDO	N corregido (60)	Densidad (gr/cm³)	ESTRATIGRAFÍA
10,00	2086,0	HWT	SS	25	NP	NP	NP	68	40	17	SM	45	100	38	49	1,640	
11,00	2085,0		SS	40	42	33	10	98	91	66	ML	45	100	33	42		
12,00	2084,0		SS	33	39	29	11	98	90	73	ML	45	100	40	51	1,750	
13,00	2083,0		SS	35	34	25	9	95	87	54	ML	45	100	36	46		
14,00	2082,0		SS	32	27	18	9	100	97	67	CL	45	100	6	8	1,860	
15,00	2081,0		SS	37	36	28	8	85	65	38	SM	30	67	8	70	1,770	
16,00	2080,0		SS	32	NP	NP	NP	99	93	64	ML	45	100	26	33	1,670	
			SS	33	31	20	11	99	93	65	CL	40	89	26	33		
17,00	2079,00		SS	36	37	31	6	99	86	53	ML	45	100	30	39	1,800	
18,00	2078,00		SS	33	41	32	9	97	87	60	ML	45	100	17	22		

N corregido (60) ASTM D 6066

VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO

DESCRIPCIÓN MANUAL-VISUAL DEL SUELO

De	10,00	a	10,45	Arena limosa, color café rojizo, sin olor, húmeda, cementación débil, grano medio.
De	11,00	a	11,45	Limo arenoso, color café claro, sin olor, húmeda, cementación moderada, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad media, resistencia al seco alta.
De	12,00	a	12,45	Limo con arena, color café claro, sin olor, húmedo, consistencia firme, dilatancia nula, tenacidad baja, plasticidad alta, resistencia al seco alta.
De	12,00	a	13,45	Limo arenoso, color café claro, húmedo, sin olor, consistencia firme, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad media, resistencia al seco mediana.
De	14,00	a	14,45	Arcilla arenosa, color café, sin olor, húmedo, consistencia blanda, dilatancia lenta, tenacidad baja, plasticidad alta, resistencia al seco alta.
De	15,00	a	15,45	Arena limosa con grava, color gris verdoso, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad media, plasticidad baja, resistencia al seco baja.
De	16,00	a	16,15	Limo, color gris, sin olor, húmedo, dilatancia nula, tenacidad mediana, plasticidad media, consistencia firme, resistencia al seco baja.
De	16,15	a	16,45	Arcilla arenosa, color café claro, sin olor, húmedo, consistencia firme, dilatancia lenta, tenacidad baja, plasticidad media, resistencia al seco baja.
De	17,00	a	17,45	Limo arenoso, color café claro, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad baja, plasticidad media, consistencia firme, resistencia al seco baja.
De	18,00	a	18,45	Limo arenoso, color café claro, sin olor, húmedo, dilatancia lenta, tenacidad mediana, plasticidad media, consistencia firme, resistencia al seco baja.

NOMENCLATURA:

- M Limo
- C Arcilla
- S Arena
- L Baja plasticidad
- H Alta plasticidad

ML | ML - CL | MW | OL | OH | CL | CH | SM | SM-SC | ML | SP

NP SUELO NO PLÁSTICO

NIVEL FREÁTICO

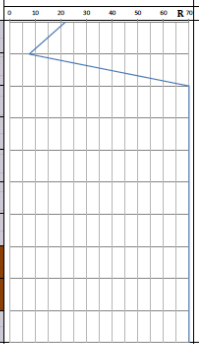
LÍMITE PLÁSTICO

CONTENIDO DE HUMEDAD

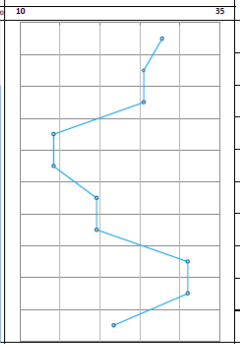
LÍMITE LÍQUIDO

PROFUNDIDAD (metros)	COTA (msnm)	REVESTIMIENTO	TIPO DE MUESTRAS	CONTENIDO DE HUMEDAD [%]	LÍMITE LÍQUIDO [%]	LÍMITE PLÁSTICO [%]	INDICE DE PLASTICIDAD [%]	% QUE PASA EL TAMIZ N° 4 (4.75 mm)	% QUE PASA EL TAMIZ N° 40	% QUE PASA EL TAMIZ N° 200	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	RECUPERACIÓN (cm)	RECUPERACIÓN (%)	NSPT MEDIDO	N corregido (60)	RQD (Tiempo de Extracción) min/m	Densidad (gr/cm³)	ESTRATIGRAFÍA
19,00	2877,0	HWT	SS	28	NP	NP	NP	66	66	34	SM	45	100	6	8			
20,00	2876,0		SS	25	NP	NP	NP	98	47	25	SM	0	0	R	70			
			C	25	NP	NP	NP	98	47	25	SM	100	100	R	70	10		
21,00	2875,0		SS	14	NP	NP	NP	80	43	20	SM	0	0	R	70			
			C	14	NP	NP	NP	80	43	20	SM	100	100	R	70	14		
22,00	2874,0		SS	20	NP	NP	NP	62	28	14	SM	0	0	R	70			
			C	20	NP	NP	NP	62	28	14	SM	100	100	R	70	11		
23,00	2873,0		SS	31	NP	NP	NP	78	21	8	SP-SM	0	0	R	70			
			C	31	NP	NP	NP	78	21	8	SP-SM	100	100	R	70	18		
24,00	2872,00		SS	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	0	0	R	70			

N corregido (60) ASTM D 6066



VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO



DESCRIPCIÓN MANUAL-VISUAL DEL SUELO

De	19,00	a	19,45	.-	Arena limosa, color café claro, sin olor, húmeda, presencia de pómez, cementación débil.
De	20,00	a	21,45	.-	Arena limosa, color gris, sin olor, cementación moderada. De 20.9m a 21m núcleo de roca.
De	20,00	a	21,00	.-	Arena limosa, color gris, sin olor, cementación moderada. De 20.9m a 21m núcleo de roca.
De	21,00	a	21,45	.-	Arena limosa con grava, color gris, sin olor, cementacion moderada, presencia de gravas de 3/4.
De	21,00	a	22,00	.-	Arena limosa con grava, color gris, sin olor, cementacion moderada, presencia de gravas de 3/4.
De	22,00	a	22,45	.-	Arena limosa con grava, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada.
De	22,00	a	23,00	.-	Arena limosa con grava, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada.
De	23,00	a	23,45	.-	Arena mal graduada con limo, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene grava y pómez
De	23,00	a	24,00	.-	Arena mal graduada con limo, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene grava y pómez
De	24,00	a	24,45	.-	Arena limosa con grava, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene núcleo de roca.

SIMBOLOGÍA :

- M Limo
- C Arcilla
- S Arena
- L Baja plasticidad
- H Alta plasticidad

ML, ML - CL, MH

NP SUELO NO PLÁSTICO

OL, OH, orgánico

CL, CH, SM

SM-SC, ML, SP

NIVEL FREÁTICO

LÍMITE PLÁSTICO

CONTENIDO DE HUMEDAD

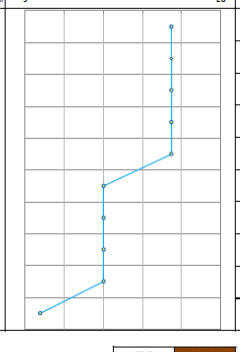
LÍMITE LÍQUIDO

PROFUNDIDAD (metros)	COTA (msnm)	REVESTIMIENTO	TIPO DE MUESTRAS	CONTENIDO DE HUMEDAD [%]	LÍMITE LÍQUIDO [%]	LÍMITE PLÁSTICO [%]	INDICE DE PLASTICIDAD [%]	% QUE PASA EL TAMIZ N° 4 (4.75 mm)	% QUE PASA EL TAMIZ N° 40	% QUE PASA EL TAMIZ N° 200	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	RECUPERACIÓN (cm)	RECUPERACIÓN (%)	NSPT MEDIDO	N corregido (60)	RQD (Tiempo de Extracción) min/m	Densidad (gr/cm³)	ESTRATIGRAFÍA
24,00	2872,0		C	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	100	100	R	70	16		
25,00	2871,0		SS	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	0	0	R	70			
			C	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	100	100	R	70	15		
26,00	2870,0		SS	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	0	0	R	70			
			C	22	NP	NP	NP	68	40	21	SM	100	100	R	70	19		
27,00	2869,0		SS	13	NP	NP	NP	80	35	18	SM	0	0	R	70			
			C	13	NP	NP	NP	80	35	18	SM	100	100	R	70	20		
28,00	2868,0		SS	13	NP	NP	NP	80	35	18	SM	0	0	R	70			
			C	13	NP	NP	NP	80	35	18	SM	100	100	R	70	14		
29,00	2867,00		SS	5	NP	NP	NP	60	19	7	SW-SM	0	0	R	70			

N corregido (60) ASTM D 6066



VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO



DESCRIPCIÓN MANUAL-VISUAL DEL SUELO

De	24,00	a	25,00	.-	Arena limosa con grava, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene núcleo de roca.
De	25,00	a	25,45	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8. De 25.20 a 25.80 núcleo de roca
De	25,00	a	26,00	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8. De 25.20 a 25.80 núcleo de roca
De	26,00	a	26,45	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8 y núcleo de roca.
De	26,00	a	27,00	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8 y núcleo de roca.
De	27,00	a	27,45	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8 y núcleo de roca.
De	27,00	a	28,00	.-	Arena de grano fino sin recuperación. Contiene gravas de 3/8 y núcleo de roca.
De	28,00	a	28,45	.-	Arena limosa, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene grava y núcleo de roca.
De	28,00	a	29,00	.-	Arena limosa, grano fino, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene grava y núcleo de roca.
De	29,00	a	29,45	.-	Arena bien graduada con limo, color gris, sin olor, cementación moderada, contiene grava de 3/8.

SIMBOLOGÍA :

- M Limo
- C Arcilla
- S Arena
- L Baja plasticidad
- H Alta plasticidad

ML, ML - CL, MH

NP SUELO NO PLÁSTICO

OL, OH, orgánico

CL, CH, SM

SM-SC, ML, SP

NIVEL FREÁTICO

LÍMITE PLÁSTICO

CONTENIDO DE HUMEDAD

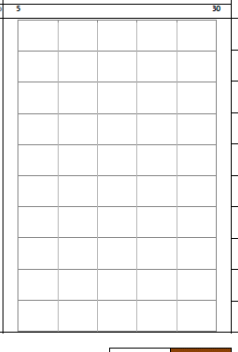
LÍMITE LÍQUIDO

PROFUNDIDAD (metros)	COTA (msnm)	REVESTIMIENTO	TIPO DE MUESTRAS	CONTENIDO DE HUMEDAD [%]	LÍMITE LÍQUIDO [%]	LÍMITE PLÁSTICO [%]	INDICE DE PLASTICIDAD [%]	% QUE PASA EL TAMIZ N° 4 (4.75 mm)	% QUE PASA EL TAMIZ N° 40	% QUE PASA EL TAMIZ N° 200	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	RECUPERACIÓN (cm)	RECUPERACIÓN (%)	NSPT MEDIDO	N corregido (60)	RQD (Tiempo de Extracción) min/m	Densidad (gr/cm³)	ESTRATIGRAFÍA
29,00	3065,0		SS	5	NP	NP	NP	60	19	7	SW-SM	100	100	R	70	15		

N corregido (60) ASTM D 6066



VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO



DESCRIPCIÓN MANUAL-VISUAL DEL SUELO

De	29,00	a	30,00	.-	De 29.90m a 30m núcleo de roca

SIMBOLOGÍA :

- M Limo
- C Arcilla
- S Arena
- L Baja plasticidad
- H Alta plasticidad

ML, ML - CL, MH

NP SUELO NO PLÁSTICO

OL, OH, orgánico

CL, CH, SM

SM-SC, ML, SP

NIVEL FREÁTICO

LÍMITE PLÁSTICO

CONTENIDO DE HUMEDAD

LÍMITE LÍQUIDO

- CPT

ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

INFORME DE ENSAYO

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁTICA CON EL CONO CPT

(Tipo de Cono Begemann)

PROYECTO : ACTUALIZACIÓN DE LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO - PRIMERA FASE

SOLICITADO POR : DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO - DIRECCIÓN METROPOLITANA DE GESTIÓN DE RIESGOS

CONVENIO N°. : SGSG-SG-2018-068

LOCALIZACIÓN : Quito

FISCALIZACIÓN : ------

MUESTRA : Tomada por el Laboratorio

CONTRATISTA : PUCE - EPN

DESCRIPCIÓN : PCQ0002_CPT

FECHA INGRESO : 18/6/2018

NORMA : ASTM D 3441

FECHA ENTREGA : 25/10/2019

SONDEO N° : 0002

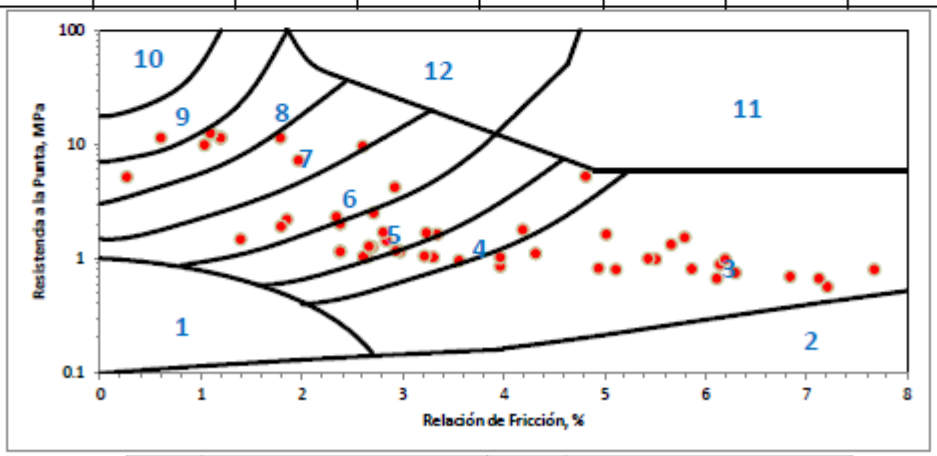
ORDEN DE TRABAJO N° : S 3646

PROFUNDIDAD : 14.2 metros

HOJA : 1 de 3

N° de barra unidad	Profundidad (m)	Qc KN	q_c kg/cm²	Rt KN	Fs KN	f_s kg/cm²	R_f %
1	0.2						
1	0.4	4.1	41.9	5.9	1.8	1.2	2.9
2	0.6	0.9	9.5	9.3	8.4	5.7	60.4
2	0.8	7.1	72.7	9.2	2.1	1.4	2.0
2	1.0	9.2	94.1	8.7	-0.5	-0.3	-0.4
2	1.2	5.1	52.3	8.8	3.7	2.5	4.8
2	1.4	2.3	23.7	7.1	4.8	3.3	13.7
3	1.6	0.9	9.6	2.6	1.7	1.2	12.0
3	1.8	0.3	3.5	1.2	0.9	0.6	17.6
3	2.0	0.7	7.6	1.4	0.7	0.5	6.3
3	2.2	0.8	8.6	1.3	0.5	0.3	4.0
3	2.4	0.6	6.5	1.5	0.9	0.6	9.4
4	2.6	0.4	4.6	1.1	0.7	0.5	10.3
4	2.8	0.5	5.7	1.1	0.6	0.4	7.2
4	3.0	0.4	4.6	1.1	0.7	0.5	10.3
4	3.2	0.6	6.7	1.2	0.6	0.4	6.1
4	3.4	0.6	6.7	1.3	0.7	0.5	7.1
5	3.6	0.8	8.9	1.6	0.8	0.5	6.1
5	3.8	0.9	9.9	1.7	0.8	0.5	5.5
5	4.0	0.7	7.8	1.8	1.1	0.7	9.5
5	4.2	0.6	6.8	1.5	0.9	0.6	9.0
5	4.4	0.9	9.9	1.8	0.9	0.6	6.2
6	4.6	1.0	11.0	1.7	0.7	0.5	4.3
6	4.8	0.9	10.0	1.7	0.8	0.5	5.4
6	5.0	0.7	8.0	1.6	0.9	0.6	7.7
6	5.2	0.6	7.0	1.3	0.7	0.5	6.8
6	5.4	0.7	8.0	1.3	0.6	0.4	5.1
7	5.6	0.7	8.1	1.4	0.7	0.5	5.9
7	5.8	1.5	16.3	2.3	0.8	0.5	3.3
7	6.0	1.5	16.3	2.7	1.2	0.8	5.0
7	6.2	1.2	13.2	2.3	1.1	0.7	5.7
7	6.4	1.4	15.3	2.7	1.3	0.9	5.8
8	6.6	1.3	14.4	1.9	0.6	0.4	2.8
8	6.8	0.9	10.3	1.5	0.6	0.4	4.0
8	7.0	0.9	10.3	1.4	0.5	0.3	3.3

N° de barra unidad	Profundidad (m)	Qc KN	qc kg/cm²	Rt KN	Fs KN	fs kg/cm²	Rf %
8	7.2	0.9	10.3	1.3	0.4	0.3	2.6
8	7.4	0.7	8.3	1.3	0.6	0.4	4.9
9	7.6	1.0	11.5	1.4	0.4	0.3	2.4
9	7.8	0.9	10.4	1.3	0.4	0.3	2.6
9	8.0	1.0	11.5	1.5	0.5	0.3	3.0
9	8.2	1.0	11.5	1.4	0.4	0.3	2.4
9	8.4	1.0	11.5	1.5	0.5	0.3	3.0
10	8.6	1.3	14.7	1.6	0.3	0.2	1.4
10	8.8	0.9	10.6	1.4	0.5	0.3	3.2
10	9.0	0.8	9.6	1.3	0.5	0.3	3.6
10	9.2	1.0	11.6	1.5	0.5	0.3	2.9
10	9.4	1.1	12.6	1.6	0.5	0.3	2.7
11	9.6	1.1	12.8	1.6	0.5	0.3	2.7
11	9.8	1.1	12.8	1.6	0.5	0.3	2.7
11	10.0	1.5	16.8	2.3	0.8	0.5	3.2
11	10.2	4.9	51.5	5.1	0.2	0.1	0.3
11	10.4	1.6	17.9	2.7	1.1	0.7	4.2
12	10.6	2.0	22.1	2.6	0.6	0.4	1.8
12	10.8	1.8	20.0	2.5	0.7	0.5	2.4
12	11.0	1.7	19.0	2.2	0.5	0.3	1.8
12	11.2	1.5	17.0	2.2	0.7	0.5	2.8
12	11.4	2.3	25.1	3.3	1.0	0.7	2.7
13	11.6	2.1	23.2	2.9	0.8	0.5	2.3
13	11.8	11.0	114.0	13.0	2.0	1.4	1.2
13	12.0	11.0	114.0	12.0	1.0	0.7	0.6
13	12.2	11.0	114.0	11.0	0.0	0.0	#N/A
13	12.4	11.0	114.0	13.0	2.0	1.4	1.2
14	12.6	12.0	124.3	14.0	2.0	1.4	1.1
14	12.8	9.3	96.8	13.0	3.7	2.5	2.6
14	13.0	12.0	124.3	14.0	2.0	1.4	1.1
14	13.2	11.0	114.1	13.0	2.0	1.4	1.2
14	13.4	12.0	124.3	14.0	2.0	1.4	1.1
15	13.6	12.0	124.5	14.0	2.0	1.4	1.1
15	13.8	9.5	99.0	11.0	1.5	1.0	1.0
15	14.0	11.0	114.3	14.0	3.0	2.0	1.8
15	14.2	12.0	124.5	14.0	2.0	1.4	1.1



ZONA		TIPO DE SUELO	ZONA		TIPO DE SUELO
	1	Suelo Fino Sensitivo		7	Arena limosa a limo arenoso
	2	Material Orgánico		8	Arena a arena limosa
	3	Arcilla		9	Arena
	4	Arcilla limosa a arcilla		10	Arena gravosa a arena
	5	Limo arcilloso a arcilla limosa		11	Suelo Fino muy rígido
	6	Limo arenoso a limo arcilloso		12	Arena a arena arcillosa