

Maestría en ingeniería civil

Caracterización geomecánica estática y dinámica a partir de exploración directa, indirecta y ensayos de laboratorio en el sitio de experimentación geotécnica en la escuela colombiana de ingeniería (SEGECI)

**Carlos Federico Sarmiento Terán
Diego Armando León Arias**

Bogotá D.C., 23 de Septiembre de 2016

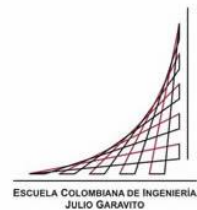


**Caracterización geomecánica estática y dinámica a partir de
exploración directa, indirecta y ensayos de laboratorio en el sitio de
experimentación geotécnica en la escuela colombiana de
ingeniería (SEGECI)**

**Tesis para optar al título de magister en ingeniería civil con énfasis
en geotecnia**

**Edgar E. Rodriguez Granados
Ingeniero Civil, MSc.**

Bogotá D.C., 23 de Septiembre de 2016



La tesis de maestría titulada “**Caracterización geomecánica estática y dinámica a partir de exploración directa, indirecta y ensayos de laboratorio en el sitio de experimentación geotécnica en la Escuela Colombiana de Ingeniería (SEGECI)**” presentada por Carlos Federico Sarmiento Terán y Diego Armando León Arias cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magister en ingeniería civil con énfasis en geotecnia.

**EDGAR E. RODRIGUEZ
GRANADOS
Ingeniero Civil, MSc.
Director**

**JAIRO A. ESPEJO MOLANO
Ingeniero Civil, Msc.
Jurado**

**RICARDO SALAZAR FERRO
Ingeniero Civil, MSc.
Jurado**

Bogotá, D.C., 23 de Septiembre de 2016.

Resumen

En el presente proyecto se llevó a cabo la comparación de los parámetros geotécnicos obtenidos con cada uno de los métodos de exploración (perforaciones de percusión y lavado, ensayos de laboratorio, ensayos de campo con nuevas tecnologías), además se analizaron las constantes utilizadas en las metodologías del Piezocono para obtener los parámetros del suelo, y verificar si se encuentran en el orden de magnitud para los suelos blandos de la ciudad de Bogotá. Se realizaron dos (2) perforaciones de percusión y lavado de 18 y 40 m de profundidad, un (1) CPTU de 20 m de profundidad, un (1) SCPTu de 30 m de profundidad, dos (2) SDMT de 30 m de profundidad, una (1) refracción sísmica de 55 m de profundidad, un (1) Down Hole de 18 m de profundidad y ensayos de laboratorio sobre las muestras recuperadas (clasificación, resistencia, compresibilidad y comportamiento ante cargas cíclicas).

Abstract

In this project was conducted comparing the geotechnical parameters obtained with each of the methods of exploration (drilling percussion and washing , laboratory tests , field trials with new technologies) also we analyzed the constants used in the Piezocone methodologies for soil parameters , and check if they are in the order of magnitude for soft floors Bogota . two (2) holes percussion and washing 18 and 40 m deep , one (1) CPTU 20 m deep , one (1) SCPTu 30 m deep , two (2) SDMT 30 m were made depth, one (1) seismic refraction 55 m deep , one (1) Down Hole 18 m deep and laboratory tests on samples recovered (classification, resistance, compressibility and behavior under cyclic loads).

Índice General

	Pág.
Introducción	22
Alcance	25
Objetivos	26
Capítulo I	27
Marco teórico	27
1.1 Métodos convencionales de exploración del subsuelo.....	30
1.1.1 Perforación con equipo de percusión y lavado.....	32
1.1.2 Muestreos.....	33
1.1.3 Ensayos de campo	37
1.1.4 Ensayos de laboratorio	39
1.2 Métodos de exploración con nuevas tecnologías.....	40
1.2.1 Ensayo del Presurómetro de Menard – PMT	43
1.2.2 Ensayo de Dilatómetro de Marchetti – DMT.....	47
1.2.3 Ensayo de Piezocono sísmico – SCPTu.....	50
1.2.4 Métodos indirectos de exploración.....	86
1.2.5 Ensayos de geofísica en perforación.	94
1.3 Propiedades dinámicas de los suelos	96
1.3.1 Factores que influyen en la forma de las curvas de degradación de modulo y amortiguamiento.....	98
1.4 Correlaciones utilizadas en el presente proyecto de grado para estimar los parámetros del suelo a partir de ensayos de campo y laboratorio	105
Capitulo II	107
Recopilación de datos e información acerca del sitio de investigación	107
2.1 Localización.....	107

2.2	Geología	108
2.2.1	Regional	108
2.2.2	Geología Local	110
	Capitulo III.....	111
	Metodología de investigación del subsuelo	111
3.1	Definición del sitio de experimentación geotécnica	111
3.1.1	Alternativa No. 1	111
3.1.2	Campaña de Exploración Realizada - Alternativa No. 1.....	112
3.1.3	Alternativa No. 2	115
3.1.4	Campaña de Exploración Realizada - Alternativa No. 2.....	116
3.2	Ensayos de campo y laboratorio.....	119
3.2.1	Ensayo de penetración estándar	119
3.2.2	Ensayo de veleta de campo.....	119
3.2.3	Ensayos de laboratorio	119
	Capitulo IV	120
	Metodología de análisis de propiedades geomecanicas	120
4.1	Análisis y comparación de parámetros geotécnicos.....	120
4.2	Análisis de las variables utilizadas en la metodología del Piezocono.....	122
4.3	Análisis estadístico de los parámetros geotécnicos	123
4.4	Análisis comparativo de las propuestas de cimentación teniendo en cuenta las metodologías de investigación utilizadas.	124
4.4.1	Modelo típico estructura.....	124
4.4.2	Diseño cimentaciones superficiales	125
4.4.3	Diseño cimentaciones profundas	126
4.5	Comparación económica del diseño de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos.....	127
	Capítulo V	128

Análisis y comparación de los resultados obtenidos con las diferentes metodologías de investigación.....	128
5.1 Clasificación del suelo teniendo en cuenta los distintos métodos de exploración.....	128
5.1.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS)	128
5.1.2 Clasificación por medio del ensayo Dilatómetro de Marchetti y Piezocono	132
5.1.3 Perfil estratigráfico general	139
5.2 Peso unitario de los suelos	141
5.3 Resistencia al corte no drenado.....	143
5.4 Módulo de elasticidad	150
5.5 Sensitividad	155
5.6 Coeficiente de presión de tierras en reposo.....	157
5.7 Módulo confinado del suelo	159
5.8 Relación de sobreconsolidación (OCR)	163
5.9 Ensayo de penetración estándar SPT (Golpes para 30 cm)	168
5.10 Permeabilidad.....	170
5.11 Velocidad de onda de corte	172
5.12 Caracterización Dinámica	176
Capítulo VI	180
Análisis de la variable Nkt del ensayo del cono sísmico	180
Capítulo VII	187
Análisis estadístico	187
7.1 Análisis Estadístico Peso Unitario.....	187
7.2 Análisis Estadístico Resistencia al corte no drenado	189
7.3 Análisis Estadístico Módulo de Elasticidad	195
7.4 Análisis Estadístico relación de sobreconsolidación	200
7.5 Análisis Estadístico velocidad de onda de corte	203
Capítulo VIII	210

Perfil estratigráfico promedio	210
8.1 Peso Unitario [γ_t].....	210
8.2 Resistencia al corte no drenado del suelo [Cu]	210
8.3 Módulo de elasticidad del suelo [Es].....	211
8.4 Sensitividad del suelo (SI)	211
8.5 Relación de sobreconsolidación [OCR].....	212
8.6 Ensayo de penetración estándar [SPT].....	212
8.7 Coeficiente de permeabilidad del suelo [ks].....	213
8.8 Velocidad de onda de corte [Vs]	213
Capitulo IX	214
Modelo de cimentación para cada una de las metodologías de exploración geotécnica realizadas	214
9.1 Resultados cimientos superficiales	214
9.1.1 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías	214
9.1.2 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Veleta de campo y Triaxial.....	215
9.1.3 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Compresión Inconfinada.	216
9.1.4 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de campo de SCPTu.....	217
9.1.5 Comparación de resultados obtenidos para la capacidad portante de cimentaciones superficiales.....	218
9.2 Resultados cimientos profundos	220
9.2.1 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías	220
9.2.2 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Veleta de campo y Triaxial.....	221
9.2.3 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Compresión Inconfinada.	222

9.2.4 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de campo de SCPTu.....	223
9.2.5 Comparación de resultados obtenidos para la capacidad portante de cimentaciones profundas.....	224
Capitulo X	226
Comparación económica del diseño de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos utilizados.....	226
Capitulo XI	227
Conclusiones	227
11.1 Perfil del suelo	227
11.2 Comparación de parámetros obtenidos por las diferentes metodologías de investigación.....	227
11.2.1 Comportamiento Estático.....	227
11.2.2 Comportamiento Dinámico	229
11.3 Correlaciones utilizadas para obtener parámetros geotécnicos a partir del ensayo SCPTu.....	229
11.4 Comparación de diseño de cimentaciones.....	230
11.5 Comparación de costos según la metodología de investigación	231
11.6 Recomendaciones y limitaciones.....	231
Capitulo XII	232
Bibliografía.....	232

Índice de Figuras

Figura No. 1. Implementación del proyecto de grado Sarmiento-León en el proyecto del campo de investigación geotécnica propuesto por Rodriguez E. Fuente: Propia, 2016.....	24
Figura No. 2. Evolución de la exploración geotécnica. Fuente: Mayne P. “Geotechnical Site Exploration in the Year 2012 and Beyond”	29
Figura No. 3. Evolución de la exploración geotécnica. Fuente: Mayne P. “Geotechnical Site Exploration in the Year 2012 and Beyond”	30

Figura No. 4. Pruebas de campo utilizadas para la caracterización dinámica de suelos. Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos" Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.....	42
Figura No. 5. Ensayos de Laboratorio utilizadas para la caracterización dinámica de suelos. Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos" Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.....	43
Figura No. 6. Esquema Presurómetro de Menard. Fuente: in-situ Testing.	44
Figura No. 7. Esquema Presurómetro, (a) Tipo Menard, (b) Tipo Cambridge. Fuente: in-situ Testing.....	44
Figura No. 8. Resultados típicos del Presurómetro. (c) Presión y volumen de expansión versus tiempo, (d) expansión volumétrica versus presión (after Ménard, 1975). Fuente: in-situ Testing.	45
Figura No. 9. Grafica de presión versus volumen total de la cavidad. Fuente: in-situ Testing.	46
Figura No. 10. Esquema Dilatómetro de Marchetti (según Marchetti, 1980). Fuente: Marcelo Devincenzi, IgeoTest, S.L. "El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti".....	47
Figura No. 11. Dilatómetro de Marchetti (según Marchetti, 1980). Fuente: Marcelo Devincenzi, IgeoTest, S.L. "El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti".....	48
Figura No. 12. Carta para la determinación de la descripción del suelo y su peso unitario (según Schmertmann, 1986). Fuente: Marcelo Devincenzi, IgeoTest, S.L. "El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti".....	49
Figura No. 13. Diseño de conos. (a) Celdas de carga en punta y manguito de fricción en compresión (b) Celda de carga en punta en compresión y celda de carga del manguito de fricción en tensión (c) diseño de celda de carga tipo sustracción. Fuente: Después de Lünne et al; 1997.....	53
Figura No. 14. Localización de sensores de presión en un Piezocono. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing; 2010.	54
Figura No. 15. (a). Determinación de la resistencia total del cono corregida por el factor a y la resistencia por fricción corregida por el factor b; (b). Efecto final de área desigual en la zona de la punta del cono y los extremos del manguito de fricción. Fuente: Jamiolkowski et al; 1985.....	56
Figura No. 16. Ensayo de disipación de presión de poros. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing; 2010.....	58
Figura No. 17. Gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT), para un Cono Dinámico CPT. Fuente: Robertson et al; 1986, actualizada por Robertson, 2010.....	62
Figura No. 18. Gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizado (SBTN). Fuente: Robertson et al; 1986, actualizada por Robertson, 2010.....	63

Figura No. 19. Graficas del Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizados (SBTN) Qt-Fr y Qt-Bq. Fuente: Robertson, 1990.	64
Figura No. 20. Peso Unitario adimensional γ/γ_w , basado en el ensayo de Cono Dinámico CPT. Fuente: Robertson, 2010.	66
Figura No. 21. Límites aproximados entre el comportamiento drenado y no drenado, respuesta CPT sobre SBTN normalizado en la gráfica Qtn-Fr. Fuente: Robertson, 2010.	68
Figura No. 22. Contornos de la relación de resistencia al corte no drenada (S_u (rem)/ s'_{vo}), tendencias en OCR y la sensibilidad del suelo en la gráfica normalizada Qtn -Fr. Fuente: Robertson, 2010.	71
Figura No. 23. OCR y K_0 , a partir de (S_u/σ'_{vo}) y el índice de plasticidad, I_p . Fuente: Andresen et al; 1979.	73
Figura No. 24. Ángulo de fricción, ϕ' , a partir de CPT, para arenas cuarzosas limpias, sin envejecer y no cementadas. Fuente: Después de Mayne, 2006.	74
Figura No. 25. SCPTu. Determinación de velocidades de onda. Fuente: National cooperative highway research program, NCHRP; 2007.	76
Figura No. 26. Correlación entre la capacidad de carga en suelos sin cohesión y la resistencia de cono promedio. Fuente: (Eslaamizaad y Robertson, 1996)	79
Figura No. 27. Método “directo” del CPTu Vs método racional o “indirecto” del CPTu para evaluar la capacidad de carga axial en un pilote. Fuente: National cooperative highway research program, NCHRP; 2007.	80
Figura No. 28. Carta Unicone para determinar el número y tipo de suelo. Fuente: Eslami y Fellenius; 1997, 2006.	81
Figura No. 29. Rango de velocidades de onda P, en diferentes suelos y rocas. Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), “Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos” Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.	87
Figura No. 30. Tres pasos consecutivos del método ReMi: (a) Espectro de velocidad (p-f), (b) Gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh con la curva de dispersión y (c) Perfil de velocidad de onda de corte (VS) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión.	89
Figura No. 31. Análisis espectral de la onda superficial, método de cálculo de velocidades de fase. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010.	91
Figura No. 32. Esquema general del proceso de ejecución de líneas sísmicas para análisis MASW. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010.	92
Figura No. 33. Análisis multicanal de la onda superficial, método de medición de varios datos. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010.	93

Figura No. 34. Onda superficial continua. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010	93
Figura No. 35. Esquema de los componentes del ensayo Down-Hole. Fuente: http://www.geodatos.cl/downhole.php	95
Figura No. 36. Esquema gráfico general del ensayo Down-Hole. Fuente: http://www.geodatos.cl/downhole.php	95
Figura No. 37. Histéresis Esfuerzo – Deformación para diferentes amplitudes de deformación. Fuente: Tomado de Ingeominas (2005) – Análisis y modelación de la respuesta sísmica local del subsuelo en Santiago de Cali	97
Figura No. 38. Curva de degradación del módulo de corte y amortiguamiento. Fuente: Tomado de Ingeominas (2005) – Análisis y modelación de la respuesta sísmica local del subsuelo en Santiago de Cali	98
Figura No. 39. Factores principales que influyen en las curvas del comportamiento dinámico de los suelos. Fuente: Propia, 2016.....	99
Figura No. 40. Variación del módulo de corte en función de la presión de confinamiento, el índice de plasticidad con respecto a la deformación cíclica de corte. Fuente: Tomada de Kramer S. (1996) – Geotechnical Earthquake Engineering	100
Figura No. 41. Variación del módulo de corte en función del grado de sobreconsolidación y del índice de elasticidad con respecto a la deformación. Fuente: Tomada de Mladen Vucetic (1991) –Effect of Soil Plasticity on Cyclic response.....	100
Figura No. 42. Variación del amortiguamiento en función del grado de sobreconsolidación y del índice de elasticidad con respecto a la deformación. Fuente: Tomada de Mladen Vucetic (1991) –Effect of Soil Plasticity on Cyclic response.....	101
Figura No. 43. Resultados de la respuesta de arcillas de alta plasticidad (CH), baja plasticidad (CL), arenas bien graduadas (SW) y Gravas bien graduadas (GW) en las curvas de degradación de modulo y amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) – Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves	103
Figura No. 44. Resultados de la respuesta Arenas Limosas IP=0 en las curvas de degradación de modulo y amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) – Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves	104
Figura No. 45. Resultados de la respuesta Arenas Limosas IP=0 en las curvas de amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) –Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves.....	104
Figura No. 46. Resultados de la respuesta de turbas del depósito lacustre de Bogotá. Fuente: Tomada de C. Moreno (2005) –Comportamiento Dinámico de Turbas y su Efecto en la propagación de ondas sísmicas.....	105

Figura No. 47. Localización general sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.	108
Figura No. 48. Mapa Estructural de la Sabana de Bogotá. Fuente: Montoya Diana y Torres German (2005) “Geología de la Sabana de Bogotá”, Republica de Colombia- Ministerio de Minas y Energía – Instituto Colombiano de Geología y Minería – Ingeominas.....	109
Figura No. 49. Localización general del campo de investigación en el mapa geológico de Bogotá. Fuente: Servicio Geológico Colombiano (2010) “Zonificación de la respuesta Sísmica de Bogotá para el diseño de sismo resistente de edificaciones”, Republica de Colombia – Ministerio de Minas y Energía.....	110
Figura No. 50. Localización específica del campo de investigación en el mapa geológico de Bogotá. Fuente: Servicio Geológico Colombiano (2010) “Zonificación de la respuesta Sísmica de Bogotá para el diseño de sismo resistente de edificaciones”, Republica de Colombia – Ministerio de Minas y Energía.....	111
Figura No. 51. Localización específica sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.	111
Figura No. 52. Localización específica sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.	116
Figura No. 53. Perfil estratigráfico definido a partir de los resultados de las perforaciones convencionales. Fuente: Propia, 2016.	131
Figura No. 54. Clasificación del suelo con Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT-1). Fuente: Propia, 2016.	132
Figura No. 55. Clasificación del suelo con Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT-2). Fuente: Propia, 2016.	133
Figura No. 56. Clasificación del suelo con Piezocono (CPTu-1). Fuente: Propia, 2016.....	134
Figura No. 57. Clasificación del suelo con Piezocono (SCPTu-2). Fuente: Propia, 2016. ...	135
Figura No. 58. Clasificación del suelo con Cono (CPT-3). Fuente: Propia, 2016.....	136
Figura No. 59. Perfil estratigráfico utilizando los resultados de los ensayos de Dilatómetro de Marchetti. Fuente: Propia, 2016.	137
Figura No. 60. Perfil estratigráfico utilizando los resultados de los ensayos de Piezocono sísmico. Fuente: Propia, 2016.	138
Figura No. 61. Perfil estratigráfico general del área del proyecto-Planta. Fuente: Propia, 2016.	139
Figura No. 62. Perfil estratigráfico general del área del proyecto-Perfil A-A. Fuente: Propia, 2016.	140

Índice de tablas

	Pág.
Tabla No. 1. Ensayos in-situ más utilizados según (Schneid 2005)	28
Tabla No. 2. Diferentes tipos de penetración con cono.	51
Tabla No. 3. Aplicabilidad percibida de SCPTu para obtener los parámetros geotécnicos del suelo.	60
Tabla No. 4. Método Unicone para asignar el coeficiente de fricción.	82
Tabla No. 5. Propuestas empíricas utilizadas	83
Tabla No. 6. Correlaciones de diferentes autores utilizadas en proyecto de grado.	106
Tabla No. 7. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 1)	113
Tabla No. 8. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 2)	115
Tabla No. 9. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 3)	116
Tabla No. 10. Ensayos de laboratorio realizados en el proyecto de grado.	120
Tabla No. 11. Metodología utilizada para la obtención de los parámetros geotécnicos.	121
Tabla No. 12 Variación del factor de ponderación en función del número de datos (Snedecor and Cochran, 1964)	123
Tabla No. 13 Matriz de comparación de los diseños	124
Tabla No. 14. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo CPTu-1	182
Tabla No. 15. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2	182
Tabla No. 16. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo CPT-3	183
Tabla No. 17. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo CPTu-1	183
Tabla No. 18. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2	183
Tabla No. 19. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo CPT-3	184
Tabla No. 20. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo CPTu-1	184

Tabla No. 21. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2.....	184
Tabla No. 22. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo CPT-3.....	185
Tabla No. 23 Datos de entrada para el análisis estadístico – Peso Unitario obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.....	187
Tabla No. 24 Análisis estadístico peso unitario, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.	188
Tabla No. 25 Resultados Peso Unitario.....	189
Tabla No. 26 Datos de entrada para el análisis estadístico – Resistencia al corte no drenado obtenida con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.....	190
Tabla No. 27 Análisis estadístico Resistencia al corte no drenado, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.....	192
Tabla No. 28 Resultados resistencia al corte no drenado.....	194
Tabla No. 29 Datos de entrada para el análisis estadístico – Módulo de Elasticidad obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.....	196
Tabla No. 30 Análisis estadístico Módulo de elasticidad, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.....	197
Tabla No. 31 Resultados Módulo de Elasticidad.....	199
Tabla No. 32 Datos de entrada para el análisis estadístico – relación de sobreconsolidación obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.....	200
Tabla No. 33 Análisis estadístico relación de sobreconsolidación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,4 m.....	201
Tabla No. 34 Resultados relación de sobreconsolidación.....	203
Tabla No. 35 Datos de entrada para el análisis estadístico – Velocidad de onda de corte obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.....	204
Tabla No. 36 Análisis estadístico velocidad de onda de corte, serie de datos No. 1 – profundidad 2,5 m.....	206
Tabla No. 37 Resultados velocidad de onda de corte.....	208
Tabla No. 38 Valor promedio del peso unitario para el perfil de suelo de la escuela colombiana de ingeniería Julio Gravito.....	210
Tabla No. 39 Valor promedio de la resistencia al corte no drenado para el perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito.....	210

Tabla No. 40 Valor promedio del módulo de elasticidad del el perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	211
Tabla No. 41 Valor promedio de la sensibilidad del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	211
Tabla No. 42 Valor promedio de la relación de sobreconsolidación del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	212
Tabla No. 43 Valor del N corregido del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	212
Tabla No. 44 Valor del coeficiente de permeabilidad del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	213
Tabla No. 45 Valor de la velocidad de onda de corte del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito	213
Tabla No. 46. Comparación de costos para los diseños de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos establecidos.....	226
Tabla No. 47 Matriz de comparación de los diseños.....	230

Índice de fotografías

Fotografía No. 1. Perforación con equipo de percusión y lavado. Fuente: Propia, 2016.	33
Fotografía No. 2. Muestra tipo Bolsa. (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.	34
Fotografía No. 3. Muestra tipo Split Spoon (SS). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.....	35
Fotografía No. 4. Muestra tipo Shelby (SH). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.	36
Fotografía No. 5. Muestra tipo Shelby (SH)-Extremo. (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.....	37
Fotografía No. 6. Ensayo de torsión con veleta de campo (VST). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.	39
Fotografía No. 7. Diferentes tamaños de cono (de izquierda a derecha: 2cm ² , 10cm ² , 15 cm ² y 40cm ²). Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010	52
Fotografía No. 8. Prueba de campo CPTu (Geocing – IGR). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.....	113
Fotografía No. 9. Prueba de campo SDMT (Marchetti – IGR). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.....	114
Fotografía No. 10. Prueba de campo Geofísica (Jeoprobe). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.....	114

Fotografía No. 11. Perforación convencional (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.....	117
Fotografía No. 12. Perforación convencional – Ensayo veleta de campo (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.	117
Fotografía No. 13. Prueba de campo SDMT (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.....	118
Fotografía No. 14. Prueba de campo SCPTu (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.	118

Índice de gráficas

Gráfica No. 1. Variación de la Humedad Natural, Limite Líquido y Limite Plástico con respecto a la profundidad	129
Gráfica No. 2. Carta de plasticidad del proyecto de grado.	130
Gráfica No. 3. Variación del peso unitario del suelo respecto a la profundidad	142
Gráfica No. 4. Resistencia al corte no drenado con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.	144
Gráfica No. 5. Resistencia al corte no drenado por medio de ensayos de laboratorio y de campo.....	145
Gráfica No. 6. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y veleta de campo.	146
Gráfica No. 7. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de compresión inconfiada.	147
Gráfica No. 8. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de Triaxial UU.	148
Gráfica No. 9. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y correlaciones con el Ensayo de Penetración Estándar.	149
Gráfica No. 10. Módulo de elasticidad con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.	151
Gráfica No. 11. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de compresión inconfiada.	152
Gráfica No. 12. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de triaxial UU.	153
Gráfica No. 13. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y correlaciones en función del SPT y la veleta de campo.	154
Gráfica No. 14. Sensitividad obtenida con Piezocono y ensayos de veleta de campo.	156
Gráfica No. 15. Coeficiente de presión de tierras en reposo obtenido con ensayos de Triaxial CU y ensayos de Piezocono sísmico.....	158

Gráfica No. 16. Modulo confinado del suelo obtenido con los ensayos de campo de Piezocono y Dilatómetro.	160
Gráfica No. 17. Modulo confinado del suelo comparado con el módulo de elasticidad, resultados obtenidos del ensayo de campo de Piezocono.	161
Gráfica No. 18. Modulo confinado del suelo comparado con el módulo de elasticidad, resultados obtenidos del ensayo de campo Dilatómetro.	162
Gráfica No. 19. Relación de sobreconsolidación obtenido con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.	164
Gráfica No. 20. Relación de sobreconsolidación obtenida con ensayos de laboratorio de consolidación y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.	165
Gráfica No. 21. Relación de sobreconsolidación obtenida con correlaciones en función del SPT y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.	166
Gráfica No. 22. Relación de sobreconsolidación obtenida con correlaciones en función del ensayo de veleta de campo y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.	167
Gráfica No. 23. Numero de golpes corregido (N_{60}) comparado con el N obtenido con el Piezocono.	169
Gráfica No. 24. Permeabilidad obtenida con ensayos de laboratorio de consolidación y ensayos de campo de Piezocono.	171
Gráfica No. 25. Velocidad de onda de corte obtenida por los diferentes métodos utilizados en el proyecto de grado.	173
Gráfica No. 26. Velocidad de onda de corte obtenida por métodos directos.	174
Gráfica No. 27. Velocidad de onda de corte, datos obtenidos por métodos directos y comparados con valores teóricos estimados por el Piezocono sísmico.	175
Gráfica No. 28. Modulo Vs Deformación axial para una profundidad de 2.40 m.	176
Gráfica No. 29. Amortiguamiento Vs Deformación para una profundidad de 2.40 m.	176
Gráfica No. 30. Relación de modulo Vs Deformación para una profundidad de 6.90 m	177
Gráfica No. 31. Relación de modulo Vs Deformación para una profundidad de 6.90 m	177
Gráfica No. 32. Comparación de la curva obtenida de Modulo Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares - Muestra 1 Prof. 2.10 a 2.70	178
Gráfica No. 33. Comparación de la curva obtenida de Amortiguamiento Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares – Muestra 1 Prof. 2.10 a 2.70	178
Gráfica No. 34. Comparación de la curva obtenida de Modulo Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares - Muestra 3 Prof. 6.00 a 7.20	179

Gráfica No. 35. Comparación de la curva obtenida de Amortiguamiento Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares – Muestra 3 Prof. 6.00 a 7.20	179
Gráfica No. 36. Variación en la resistencia al corte no drenado del suelo respecto a la profundidad y para distintos valores de N_{kt} (10 y 18)	181
Gráfica No. 37. Variación en la resistencia al corte no drenado del suelo respecto a la profundidad y para $N_{kt}= 12$	186
Gráfica No. 38. Variación del peso unitario con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.....	188
Gráfica No. 39. Variación de la resistencia al corte no drenado con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.	192
Gráfica No. 40. Variación del Módulo de elasticidad con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.....	197
Gráfica No. 41. Variación de la relación de sobreconsolidación con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,4 m.	202
Gráfica No. 42. Variación de la velocidad de onda de corte con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,5 m.....	207
Gráfica No. 43. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico promedio	215
Gráfica No. 44. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico Veleta de Campo y Triaxial.....	216
Gráfica No. 45. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico Compresión Inconfinada.....	217
Gráfica No. 46. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico SCPTu.....	218
Gráfica No. 47. Capacidad portante admisible para cimentación superficial-comparación de métodos tradicionales VS métodos directos a partir de ensayos de Piezocono SCPT-u, Relación $B/L=1$	219
Gráfica No. 48. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico promedio	220
Gráfica No. 49. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico Veleta de Campo y Triaxial.....	221
Gráfica No. 50. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico Compresión Inconfinada.....	222
Gráfica No. 51. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico SCPTu- Método Unicone.....	223

Gráfica No. 52. Capacidad portante admisible para cimentación profunda-comparación de métodos tradicionales VS métodos directos a partir de ensayos de Piezocono SCPT-u..... 225

Índice de anexos

Anexo 1 resultados campaña de exploración geotécnica..... 234

Anexo 2 análisis de ingeniería 235

Introducción

En todos los proyectos de ingeniería Civil el primer paso a realizar es definir el perfil estratigráfico del suelo por medio de una buena caracterización y clasificación del mismo, al conocer de manera acertada los parámetros y el comportamiento real del suelo, los análisis geotécnicos y los diseños proyectados se realizarán con menor incertidumbre. En Colombia la exploración del suelo no siempre se realiza por medio de la extracción de muestras continuas, ensayos de laboratorio confiables y procesos adecuados que garanticen una mínima alteración del suelo.

La geotecnia hace parte de las ramas de la ingeniería civil, y constantemente se enfrenta a nuevos retos, en especial los que tienen que ver con la definición del comportamiento real del suelo a partir de exploraciones de campo y ensayos de laboratorio. La era tecnológica actual ha traído consigo una nueva ola de métodos de exploración de campo los cuales han resultado innovadores pero a la vez controversiales con respecto a los métodos clásicos o convencionales de caracterizar el suelo. En Colombia en los últimos años se ha venido incursionando en los métodos de exploración con nuevas tecnologías en los que se encuentran principalmente; ensayos de Piezocono con medición de presión de poros y tiempos de velocidad de onda (SCPTu), ensayos de dilatómetro de Marchetti con medición de velocidad de onda (SDMT) y distintos ensayos de geofísica que permiten obtener las velocidades de onda principalmente. Dichos métodos de exploración sumados a los practicados tradicionalmente (Métodos de exploración con extracción de muestras y ejecución de ensayos de laboratorio) brindan un panorama amplio del comportamiento real del suelo, sin embargo, siguen existiendo diferencias e incertidumbres en las metodologías y resultados de cada uno de los métodos de exploración.

Para poder tener un perfil estratigráfico acertado que refleje el comportamiento real del suelo es necesario realizar más investigaciones por medio de ensayos in situ que permitan obtener un perfil de comportamiento más acorde con lo que se encuentra en el terreno, en tiempo real, de manera continua y así evitar que los resultados varíen por consecuencia de alteraciones en las muestras.

Debido a la incertidumbre que siempre ha existido al momento de establecer la caracterización del suelo para cada uno de los proyectos geotécnicos, constantemente se presentan avances en el campo de la exploración geotécnica. Sin embargo siguen existiendo limitaciones que se evidencian en los métodos de exploración (Directos e Indirectos) y por consiguiente, los modelos del suelo no reflejan la importancia que tiene la resistencia y deformabilidad en relación a la condición de esfuerzos a los que estarán sometidos.

Por otro lado no basta con tener información puntual en cada uno de los proyectos que se van a ejecutar, es necesario realizar constantes investigaciones a nivel local y de esa forma acercarse cada vez más al comportamiento real del suelo.

Al momento de diseñar se asumen parámetros y se adoptan correlaciones que han sido establecidas para tipos de suelos similares, pero en condiciones totalmente diferentes, por lo tanto es totalmente necesaria la implementación de campos de estudio geotécnico en cada uno de los países, con el fin de establecer parámetros y correlaciones con situaciones locales y mucho más reales.

Este proyecto de grado pretende ser pionero en materializar una zona de experimentación geotécnica, la cual será de gran importancia porque permitirá tener un conocimiento amplio del terreno en términos de interpretación debido a los diversos métodos que se usan para caracterizar el suelo.

Los sitios de experimentación geotécnica (International Geotechnical Experimentation Sites IGES) son de gran importancia para la comprensión e interpretación del comportamiento del suelo. En la actualidad existen 66 sitios de investigación certificados a nivel internacional, los cuales comprenden programas de investigación geotécnica que se han realizado durante varios años, en donde se realizan diferentes mediciones bajo distintas metodologías de investigación, en la misma zona y ubicación, lo cual permite reducir al mínimo la incertidumbre en la variabilidad del suelo estudiado. En estos sitios es posible calibrar correctamente parámetros geotécnicos adquiridos de métodos analíticos y modelos numéricos, además, se pueden desarrollar correlaciones empíricas o analíticas entre los diferentes métodos de ensayo.

El proyecto de grado que se muestra en el presente documento hace parte de un proyecto macro que pretende implementar un campo de investigación geotécnica en el campus de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, en la ciudad de Bogotá. Según Rodríguez E (2015) el campo de investigación geotécnica se debe desarrollar por fases y llevando un orden lógico en la ejecución de cada una de las actividades. A continuación se muestra una figura en la que se puede observar el orden de ejecución de cada una de las fases del proyecto macro y del papel que juega este proyecto de grado en dicho proceso.

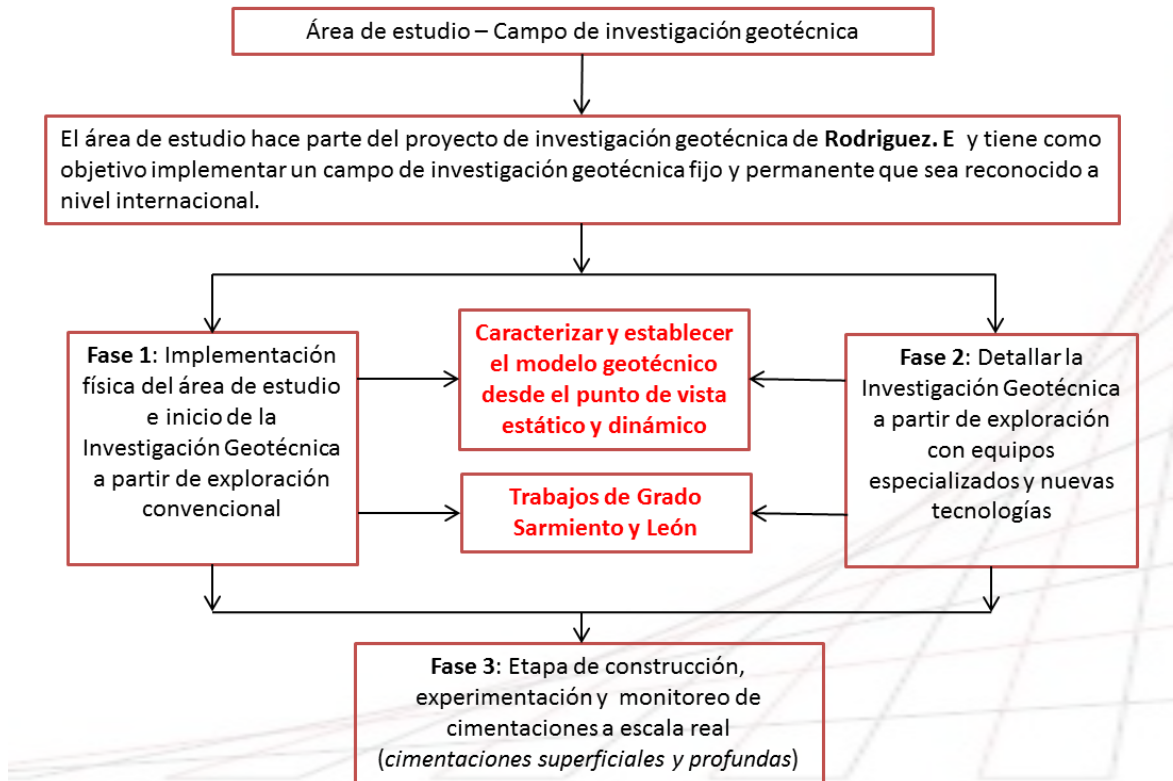


Figura No. 1. Implementación del proyecto de grado Sarmiento-León en el proyecto del campo de investigación geotécnica propuesto por Rodríguez E. Fuente: Propia, 2016

La metodología empleada es de tipo experimental y el análisis de tipo comparativo, el cual consiste en correlacionar los resultados de perforaciones y caracterizaciones geotécnicas ya realizadas, en suelos ubicados dentro del área de estudio del campus de la Escuela Colombiana de Ingeniería, con métodos y equipos convencionales, obtención de muestras inalteradas en tubos de pared delgada tipo “Shelby”, ensayos de campo y ensayos de laboratorio con los resultados de toda la campaña de exploración indirecta.

Una vez obtenidos todos los resultados de las campañas de exploración (Directa e Indirecta) se procede a establecer todos los parámetros geotécnicos del suelo, y finalmente obtener algún tipo de correlación entre los resultados obtenidos en cada una de las campañas realizadas.

Por último se analizó si la relación que existe entre las variables obtenidas a partir de toda la campaña de exploración convencional y la campaña de exploración no convencional, exhiben un tipo de relación lineal, o por sí lo contrario, entre las variables obtenidas no existe ninguna relación.

Este informe contiene una descripción general de las pruebas realizadas en las diferentes campañas de exploración y su aplicación en la identificación y caracterización de suelos blandos, los equipos utilizados, la metodología y la exploración del subsuelo ejecutada; y finalmente el análisis de la información, la comparación de los resultados obtenidos y las conclusiones sobre la aplicabilidad de las correlaciones existentes para la determinación de los parámetros estudiados.

Alcance

El presente proyecto de grado tiene como alcance realizar la combinación de dos campañas de exploración geotécnica, la primera por medio de métodos convencionales (Perforaciones, ensayos de campo, ensayos de laboratorio) y la segunda por medio de métodos con nuevas tecnologías disponibles en el país (SDMT, SCPTu, MASW, Down-Hole, Líneas de Refracción sísmica), con la información obtenida llevar a cabo la comparación de los resultados obtenidos por cada uno de los métodos de exploración y ensayos de laboratorio con el fin de establecer correlaciones y similitud entre parámetros geotécnicos analizado.

Comportamiento estático

1. Comparar los resultados de la caracterización estática del suelo por medio de perforaciones con extracción de muestras y ensayos de laboratorio con:
 - Caracterización estática por medio del Piezocono sísmico (SCPTu)
 - Caracterización estática por medio del Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
2. Establecer un modelo del comportamiento del suelo con todos los resultados obtenidos en la campaña de exploración (Directa, Indirecta y Laboratorio).
3. Analizar las constantes utilizadas en las metodologías del Piezocono para obtener los parámetros del suelo, y verificar si se encuentran en el orden de magnitud para los suelos blandos de la ciudad de Bogotá especialmente en los suelos estudiados del campus de la universidad.
4. Comparar los resultados obtenidos de la resistencia al corte no drenado del suelo, teniendo en cuenta el método de obtención. Dichos métodos corresponden a:
 - Ensayos de compresión inconfiada
 - Ensayo Triaxial No Consolidado No Drenado (UU)
 - Ensayos de veleta de campo
 - Correlaciones existentes

Comportamiento dinámico

Llevar a cabo la caracterización dinámica del suelo del área de estudio teniendo en cuenta lo siguiente:

- Ensayos de campo y laboratorio especializados
- Curvas de degradación de módulos y amortiguamiento con respecto a la deformación Arcillas, limos y orgánicos
- Ensayos de laboratorio tradicionales

- Curvas teóricas de degradación de módulos y amortiguamiento a partir del tipo de material y correlaciones
- Velocidad de ondas de compresión (V_p) y velocidad de corte (V_s) a partir de parámetros estáticos y correlaciones
- Curvas obtenidas con ensayos especializados con respecto a las obtenidas con ensayos tradicionales.
- Resultados de velocidades de onda obtenidos en los distintos ensayos realizados (Down Hole, SCPTU, SDMT, MASW, Refracción Sísmica)
- Resultados de las velocidades de onda obtenidas a partir de correlaciones (parámetros estáticos) con los obtenidos en ensayos directos.

Para desarrollar lo expuesto anteriormente se llevará a cabo una metodología de tipo experimental y un análisis de tipo comparativo.

Objetivos

Objetivo general

Establecer y materializar el sitio de investigaciones geotécnicas y realizar una comparación entre cada una de las variables existentes para análisis estáticos y dinámicos a partir de la caracterización del suelo combinando las técnicas de exploración directa, indirecta y ensayos de laboratorio para condiciones estáticas y dinámicas.

Objetivos específicos

- Definir y materializar el área que será utilizada como sitio de experimentación geotécnica en el campus de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Llevar a cabo las campañas de exploración geotécnica por medio de los métodos convencionales y las nuevas tecnologías.
- Realizar la caracterización geotécnica estática y dinámica de los suelos blandos ubicados en la zona de estudio, estableciendo el comportamiento estático del suelo con un modelo del perfil estratigráfico y el comportamiento dinámico mediante las curvas de degradación de módulo (G/G_{max} Vs γ) y de amortiguamiento (D Vs γ) con respecto a la deformación.
- Comparar los resultados obtenidos en la caracterización estática y dinámica con resultados en estudios similares de los suelos blandos de la ciudad de Bogotá y con la literatura internacional.
- A partir de los parámetros estáticos de los suelos y con las correlaciones existentes establecer los distintos parámetros dinámicos como son los módulos de corte y de deformación de suelos blandos.

- Proponer el sitio de exploración geotécnica de la Escuela Colombiana de Ingeniería como un sitio de investigación a nivel internacional y que haga parte de los 66 campos de investigación existentes a nivel mundial.

Capítulo I

Marco teórico

En todos los proyectos de ingeniería civil en donde se involucra la geotecnia, es necesario realizar una campaña de exploración geotécnica que permita conocer las condiciones del sitio donde se va a realizar el proyecto, la clasificación del suelo, su estado natural y el estado del agua subterránea. La caracterización geotécnica es de suma importancia y nos permite conocer el comportamiento del terreno para poder analizar y posteriormente crear un perfil estratigráfico adecuado para realizar los diseños, la adecuada exploración del subsuelo evita inconvenientes futuros que pueden ocasionar problemas en el trascurso de la construcción o en la vida útil de cada proyecto de ingeniería.

Para conocer las condiciones del área del proyecto por lo general se realiza una caracterización del suelo por medio de perforaciones mecánicas o manuales, y como resultado se obtienen muestras alteradas e inalteradas que posteriormente se envían a un laboratorio, en donde se realiza una inspección visual de todas las muestras para realizar un programa de ensayos de laboratorio que incluyen: clasificación, resistencia y deformabilidad, y finalmente conocer los parámetros geotécnicos de cada uno de los estratos presentes en el área del proyecto.

Adicionalmente a la extracción de muestras y los ensayos de laboratorio, para complementar los resultados obtenidos se realizan ensayos in situ. Estos ensayos permiten tener una mejor aproximación del comportamiento. En la actualidad existen tres grupos de ensayos principales que son:

- Ensayos no destructivos o semi-destructivos
- Ensayos de penetración invasivos
- Ensayos combinados (invasivos + no destructivos)

En la Tabla No. 1 se pueden observar los ensayos in situ más comunes utilizados para la caracterización del suelo, su categoría, parámetros de medición y sus aplicaciones prácticas más utilizadas.

Tabla No. 1. Ensayos in-situ más utilizados según (Schneid 2005)

Categoría	Ensayo	Designación	Medición	Común aplicación
<i>Ensayos geofísicos:</i>				
Ensayos no destructivos o semi destructivos	Refracción sísmica	SR	Ondas P en la superficie	Caracterización del terreno rigidez a pequeñas deformaciones G_0
	Ondas superficiales	SASW	Ondas R en la superficie	
	Ensayo crosshole	CHT	Ondas P & S en perforaciones	
	Ensayo downhole	DHT	Ondas P & S en una perforación profunda	
<i>Ensayos de presurómetro:</i>				
	Pre excavado	PMT	$G_s(\Psi \times \epsilon)$ curva	Modulo de corte, G Resistencia al corte in situ esfuerzo horizontal
	Auto excavado	SBPM	$G_s(\Psi \times \epsilon)$ curva	Propiedades de consolidación
	Placa de carga	PLT	Curva (L x δ)	Rigidez y resistencia
<i>Ensayo de penetración con cono:</i>				
Ensayos de penetración invasivos	Eléctrico	CPT	q_c, f_s	Perfil del suelo Resistencia al corte
	Piezocono	CPTU	q_c, f_s, u	Densidad relativa propiedades de consolidación
	Ensayo de penetración estándar	SPT	Penetración (valor N)	Perfil del suelo ángulo de fricción interna
	Dilatómetro de placa plana	DMT	p_0, p_1	Rigidez Resistencia al corte
	Ensayo de rigidez de Vane	VST	Torque	Resistencia al corte no drenada, S_u
Ensayos combinados (invasivos + no destructivo)	Presurometro de cono	CPMT	$q_c, f_s, (+u), G_s(\Psi \times \epsilon)$	- Perfil del suelo - Modulo de rigidez, G - Resistencia al corte - Propiedades de consolidación
	Cono sísmico	SCPT	$q_c, f_s, v_p, v_s, (+u)$	- Perfil del suelo - Resistencia al corte - Rigidez a pequeñas deformaciones, G_0 - Propiedades de consolidación
	Cono de resistividad	RCPT	q_c, f_s, ρ	- Perfil del suelo - Resistencia al corte - porosidad del suelo
	Dilatómetro sísmico		p_0, p_1, v_p, v_s	- Rigidez (G y G_0) - Resistencia al corte

Fuente: (Schneid 2005)

Los grandes proyectos de ingeniería que actualmente se desarrollan en el mundo y en el país, sumado a la incursión tecnológica del presente siglo en los métodos de exploración geotécnica, han obligado a esta rama de la ingeniería a colocarse en la vanguardia y afrontar los retos de la nueva era. A continuación se presenta una figura que indica cómo ha sido la evolución de la caracterización geotécnica a través del tiempo.

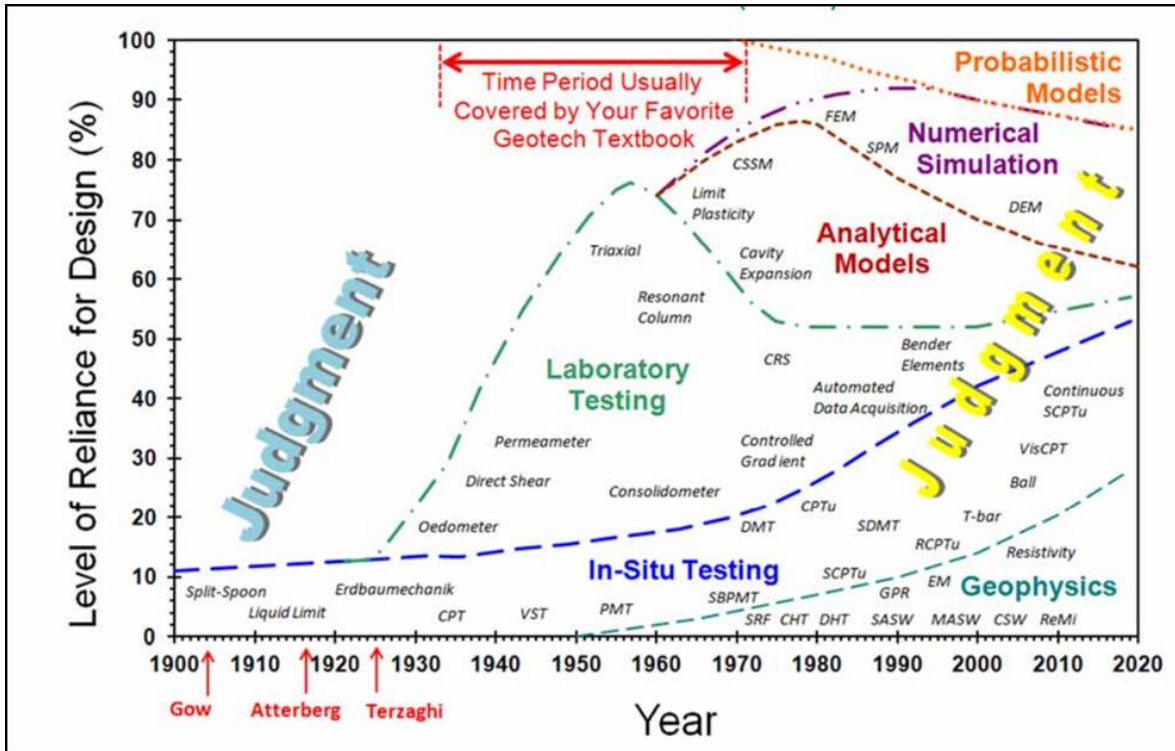


Figura No. 2. Evolución de la exploración geotécnica. Fuente: Mayne P. "Geotechnical Site Exploration in the Year 2012 and Beyond"

La clasificación y caracterización del subsuelo así como la definición del comportamiento de cada tipo de material dependen principalmente de: origen, evolución, exposición, ambiente externo, efecto antrópico, entre otros factores. Teniendo en cuenta lo anterior es clave realizar una adecuada combinación de las técnicas disponibles de exploración del suelo y de esta manera reducir la incertidumbre en todos los análisis geotécnicos.

En la Figura No. 3 se muestran los ensayos de campo disponibles en la actualidad.

Field Geotechnical In-Situ Testing Methods

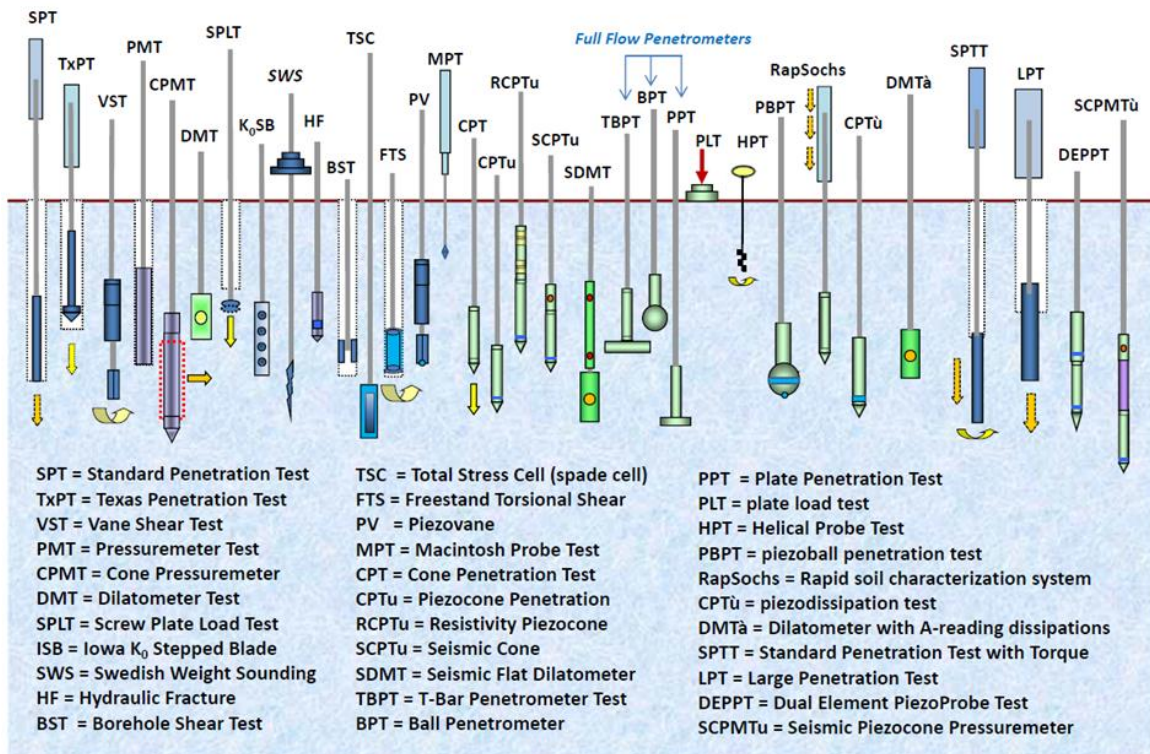


Figura No. 3. Evolución de la exploración geotécnica. Fuente: Mayne P. "Geotechnical Site Exploration in the Year 2012 and Beyond"

1.1 Métodos convencionales de exploración del subsuelo

La exploración del suelo de un terreno donde se va a desarrollar un proyecto de ingeniería civil, es de suma importancia para el desarrollo de los estudios, análisis y diseños geotécnicos, esto debido a que el suelo es un material con unas características muy particulares.

Para todos los estudios geotécnicos de un proyecto de ingeniería se deben seguir los siguientes pasos:

- Conocimiento del proyecto.
- Recopilación de información disponible.
- Visitas de reconocimiento del terreno y sus alrededores.
- Planeación de la investigación del suelo (exploración de campo y ensayos de laboratorio).
- Ejecución de la exploración por medio de excavaciones o perforaciones, toma directa de muestras y ensayos de campo a varias profundidades.

- Ensayos de laboratorio sobre un número representativo de muestras de diferentes sitios y profundidades.
- Interpretación de la información obtenida para llegar a un modelo geotécnico del suelo (Perfil estratigráfico simplificado del suelo)

Los métodos directos de exploración comprenden actividades de excavación, perforación, penetración y toma de muestras, con los que se obtiene una información directa de la estratigrafía y de las condiciones del suelo.

- Excavaciones abiertas o subterráneas: Apiques, Pozos, Trincheras, y galerías exploratorias.
- Perforaciones: Con barreno manual, con equipo motorizado de percusión y lavado, o con equipo motorizado de rotación.
- Muestreos:
 - o Muestras alteradas: tipo costal (C), bolsas (B), frascos, o Split Spoon, (SS)
 - o Muestras Inalteradas: (tipo Shelby (SH), Pistón (PS), Denison (DS), Pitcher (PtS), Blshop (BS), entre otros.
- Ensayos de campo (in-situ) y sondeos: comprenden ensayos de resistencia, esfuerzo-deformación y permeabilidad, realizados sobre la superficie del terreno o dentro de una perforación. En el grupo de los ensayos de exploración directa se encuentran:
 - o Ensayo de penetración estándar (SPT)
 - o Ensayo de torsión con veleta de campo (Suv)
- Ensayos de laboratorio: los ensayos de laboratorio sirven para complementar la información obtenida por medio d ensayos in-situ.
 - o Ensayos de identificación visual y manual
 - o Ensayos de clasificación
 - o Ensayos de compresibilidad
 - o Ensayos de resistencia
 - o Ensayos de permeabilidad y de estabilidad interna
 - o Ensayos de susceptibilidad a cambios volumétricos
 - o Ensayos de calidad y solidez de granos o de piedras y rocas.

1.1.1 Perforación con equipo de percusión y lavado

Los equipos y elementos utilizados son: base, torre, motor, cabrestante, válvula swivel, lazo de manila, motobomba, mangueras, varillaje, acoples, pala de lavado, revestimiento, herramientas.

Procedimiento: avance por la percusión de una pala con orificios para la salida de chorros de agua a presión. Hincando a golpes de un revestimiento para mantener abierta la perforación. Toma de muestras y ejecución de ensayos de campo.

Muestreo: recuperación de muestras alteradas o con él toma muestras de cuchara partida, Split Spoon (SS), durante el ensayo SPT de suelos arenosos y de suelos arcillosos, y recuperación de muestras inalteradas de suelos arcillosos con toma muestras de pared delgada Shelby (SH).

Ensayos in-situ: en la parte inferior de las muestras inalteradas del tipo Shelby (SH) se pueden tomar lecturas de resistencia al penetrómetro de bolsillo (PB) y/o de resistencia al corte con la veleta de mano (Torvane-Sutv). Alteradamente con las operaciones de avance de la perforación por percusión y lavado y con el muestreo se pueden hacer ensayos de torsión con veleta de campo en suelos arcillosos de consistencia media a baja (Suv), ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de permeabilidad por inyección i por bombeo de agua, para condición de flujo establecido o para condición de flujo transiente.

Tan pronto se termine la ejecución de la perforación, los muestreos y los ensayos de campo programados, debe rellenarse el hueco de la perforación para restituir el nivel original del terreno y así, evitar accidentes de personas y animales.



Fotografía No. 1. Perforación con equipo de percusión y lavado. Fuente: Propia, 2016.

1.1.2 Muestreos

Existen dos tipos de muestreo de forma alterada y de forma inalterada, entre las muestras alteradas e inalteradas se encuentran:

1.1.2.1 Muestras tipo Bolsa

Muestra alterada de 200-1000 gramos de peso aproximadamente guardada en una bolsa plástica herméticamente cerrada para evitar pérdida de humedad, estas muestras son obtenidas directamente del proceso de excavación manual de apiques, trincheras o del proceso de avance de perforaciones con la cuchara partida SS.

Las muestras tipo bolsa pueden servir para ensayos de humedad natural, clasificación con límites de consistencia, gradación simplificada o simplemente contenido de finos y contenido de materia orgánica.



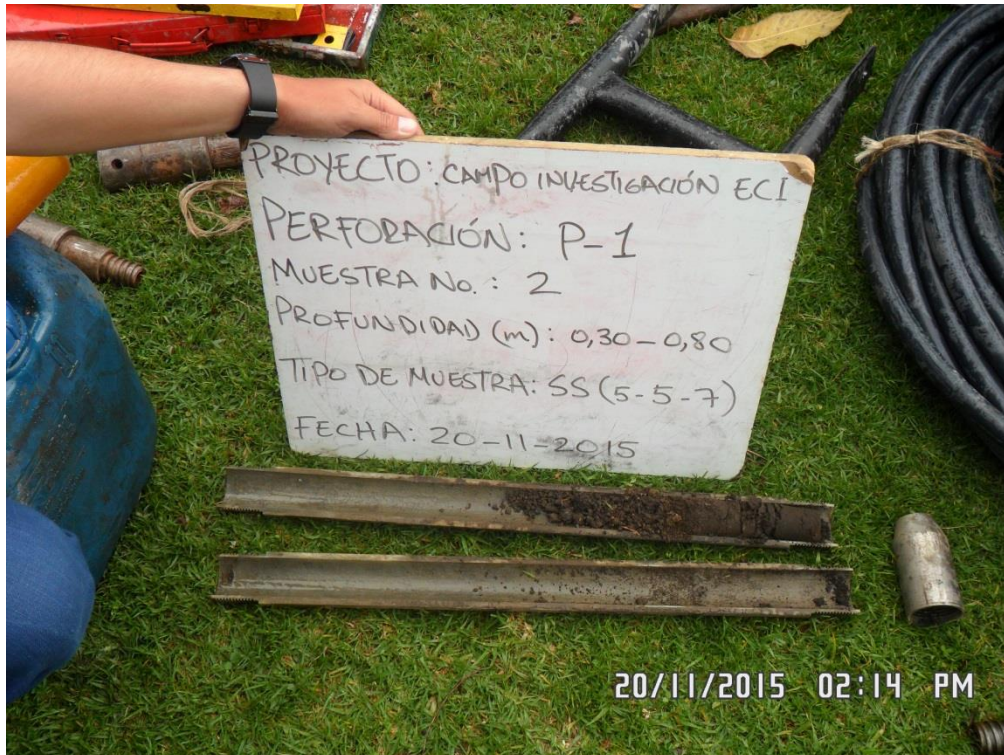
Fotografía No. 2. Muestra tipo Bolsa. (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.

1.1.2.2 Muestras obtenidas con él toma muestras de cuchara partida partida (SS)

Estas muestras tipo SS son recuperadas con él toma muestras de cuchara partida, Split Spoon (SS), hincado a golpes por la caída libre de una pesa. Son el resultado de la ejecución del ensayo de Penetración Estándar, (SPT).

Las muestras son alteradas debido al espesor grueso de las paredes del toma muestras y al proceso de hincado por golpes.

En suelos con suficiente fracción fina arcillosa las muestras tipo SS conservan la composición original y, si se manipulan de manera adecuada, pueden servir para ensayos de humedad natural, clasificación, gradación simplificada, contenido de finos, límites de Atterberg o de consistencia, contenido de materia orgánica.



Fotografía No. 3. Muestra tipo Split Spoon (SS). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.

1.1.2.3 *Muestras obtenidas con él toma muestras de pared delgada tubo Shelby (SH).*

Estas muestras inalteradas se toman en suelos arcillosos de consistencia blanda a media.

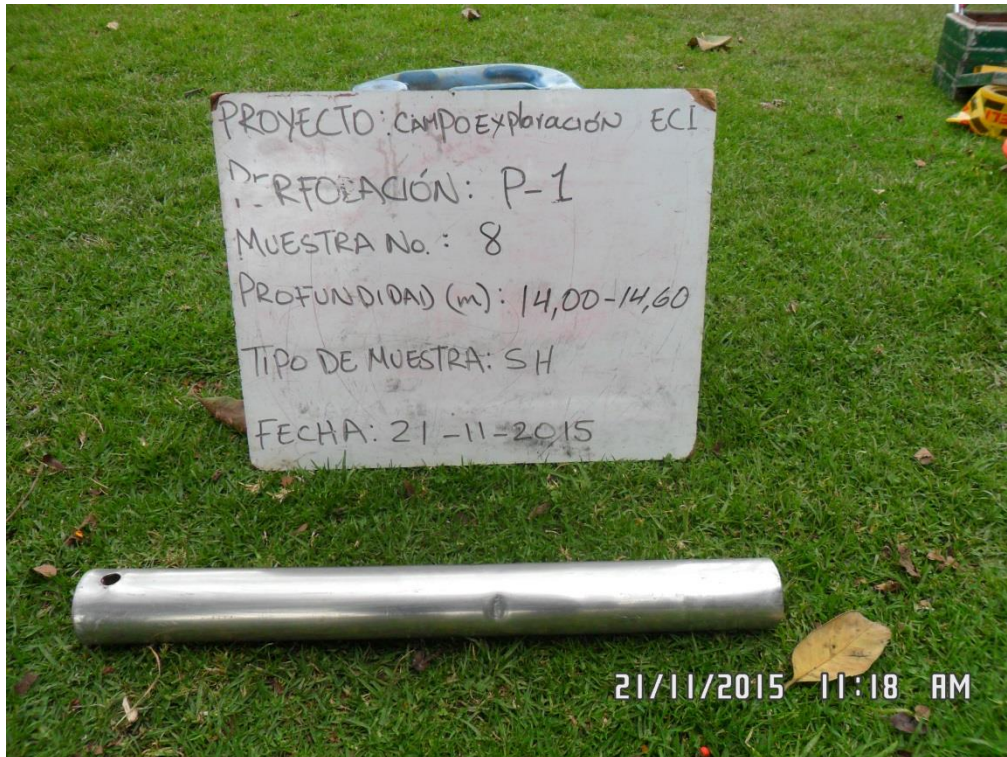
Él toma muestras de pared delgada o tubo Shelby reduce al mínimo la alteración de la muestra por desplazamiento y por fricción. Para reducir el desplazamiento de suelo cuando entra el suelo en el tubo, este se fabrica con tubo de acero moldeado, la relación de áreas es del orden de 10-13%. El borde inferior va cortando en chafflán agudo y, además, ligeramente doblado hacia el interior para reducir la fricción y minimizar la expansión de la muestra.

Longitudes máximas de los tubos Shelby: 76-91 cm (30" a 36")

Para vincular el SH a las barras de perforación, se conecta el tubo en su extremo superior aun acople de enchufe ajustado, dotado en su interior de una válvula de control que permite el flujo de agua desde el SH hacia las barras y evita el contrario.

Para tomar la muestra se baja el ensamblaje de barras de perforación y SH en su extremo inferior al fondo de la perforación, limpiado previamente. Se presiona el tubo Shelby hacia abajo del fondo hasta que falten unos 15 cm para llenar el tubo. Preferiblemente el avance del tubo Shelby debe lograrse mediante una acción rápida y continua, evitando el hincado a golpes de martillo. Una vez haya penetrado el SH lo programado, se gira la barra de perforación para seccionar el extremo inferior de la muestra y separarla del suelo. Finalmente se extraen las barras con el SH en su extremo.

Ya en la superficie del terreno se lleva a cabo el desacople del tubo de muestra respecto a la tubería de perforación, se limpian los extremos del tubo, se referencia y se envía al laboratorio.



Fotografía No. 4. Muestra tipo Shelby (SH). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 5. Muestra tipo Shelby (SH)-Extremo. (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.

1.1.3 Ensayos de campo

Los ensayos de campo nos brindan una correlación aproximada con las características de resistencia y deformabilidad de distintos tipos de suelos, así como también sirven para determinar valores confiables de otras propiedades, tales como la permeabilidad, por medio de ensayos ejecutados en el propio terreno.

Los constantes avances en los ensayos de campo están motivados principalmente para obtener características del suelo en tiempo real y de esta manera evitar: alteraciones que sufren los suelos con las operaciones de muestreos, la dificultad de obtener muestras inalteradas en algunas áreas difíciles, la gran dependencia que tienen la resistencia y la deformabilidad del suelo con relación al nivel y al estado de esfuerzos.

1.1.3.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Los equipos utilizados son una torre o trípode, motor, cabresante, varillaje, acoples, toma muestras de cuchara partida Split Spoon (SS), martillo o pesa de 140 libras, tubo para guiar la caída libre del martillo y la manila.

Para realizar el ensayo se hinca a golpes él toma muestras SS por medio de la caída libre de una pesa de 140 libras desde una altura de 30" (76.2 cm). Se cuenta el número de golpes para avanzar tres tramos de 6" (15 cm) mientras el suelo va llenando él toma muestras. Esto se registra como $n_1/6"$, $n_2/6"$, $n_3/6"$. Esta operación se repite con intervalos verticales de 3 m en estudios preliminares, de 1,50 m en estudios definitivos, cuando este ensayo es pertinente y aplicable.

El resultado característico del ensayo SPT es el N, golpes por pie resultado de sumar $n_2/6$ y $n_3/6$.

El ensayo SPT es adecuado y da buena información en suelos arenosos y limosos de varias densidades y en suelos arcillosos de consistencia firme a dura. No da información útil cuando se realiza en suelos arcillosos sensitivos de consistencia media a blanda.

1.1.3.2 Ensayo de torsión con veleta de campo (VST)

Los equipos utilizados son: varillaje, acoples, veleta y torcómetro. La veleta utilizada puede ser de aspas rectangulares o de aspas trapezoidales semejando el tener puntas cónicas. A mayor consistencia del suelo arcilloso se emplea un menor diámetro de veleta y a menor consistencia un diámetro mayor.

Para realizar el ensayo se acopla la veleta en la parte inferior del varillaje. Se baja el ensamblaje al fondo de la perforación. Se hinca suavemente a presión la veleta dentro del suelo natural una distancia de 30 cm, de tal manera que el cuerpo de la veleta quede totalmente rodeado de suelo inalterado. Se aplica un torque en la parte superior del varillaje, girándolo a una velocidad que debe estar entre 6" y 12" por minuto, en un proceso sostenido y continuo.

Se lee el valor del torque máximo aplicado en el momento en el que se produjo la falla alrededor de la superficie de un cilindro de suelo demarcado por las aspas de la veleta. A continuación, se realizan cuatro a cinco giros completo del varillaje para remoldear totalmente el suelo a lo largo de las superficies de falla. Enseguida, se ejecuta nuevamente el procedimiento de lectura del torque para producir una nueva falla.

De esta manera se obtienen lecturas para la condición de falla del suelo inalterado y para la condición de falla del suelo remoldeado.



Fotografía No. 6. Ensayo de torsión con veleta de campo (VST). (SEGECI). Fuente: Propia, 2016.

1.1.4 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio sirven para complementar la información obtenida por medio de los ensayos in-situ. Dichos ensayos de laboratorio son la única fuente de información de las características de compresibilidad de los suelos explorados.

1.1.4.1 Ensayos de clasificación

La clasificación permite tener un conocimiento inicial del comportamiento general de los diferentes suelos ante cambios de humedad y ante la aplicación de cargas en diferentes condiciones.

- Gradación por tamizado
- Gradación por hidrómetro
- Lavado sobre el tamiz No. 200
- Límites de Atterberg.

1.1.4.2 Ensayos de compresibilidad

Son ensayos que permiten evaluar los parámetros de compresibilidad de suelos arcillosos, con el fin de estimar los asentamientos de estructuras apoyadas en ellos.

- Humedad natural
- Peso unitario
- Consolidación unidimensional

1.1.4.3 Ensayos de resistencia

Existe una amplia variedad de ensayos para evaluar la resistencia del suelo, los de bajo costo para estimar la resistencia al corte no drenado de los suelos arcillosos como son, Penetrómetro de bolsillo (PB), Veleta de mano (Sut) principalmente.

Para suelos puramente granulares el ensayo de corte directo (DS) es el más utilizado para evaluar el ángulo de fricción interna.

Para suelos arcillosos es necesario establecer los parámetros de resistencia para diferentes condiciones de consolidación y de drenaje.

Es así como se tiene el ensayo de compresión inconfiada (q_u), y los ensayos de compresión triaxial (TX) no consolidado no drenado (UU), consolidado no drenado con medición de presión de poros (CU) que permiten establecer tanto la envolvente no drenada como la envolvente en términos de esfuerzos efectivos, y el ensayo consolidado drenado (CD), el cual requiere de aplicaciones muy lentas de la carga para garantizar el drenaje durante el proceso de corte y evaluar sus parámetros drenados de resistencia.

En ciertas ocasiones también se pueden hacer ensayos de corte directo sobre suelos arcillosos, especialmente para establecer la diferencia entre la resistencia pico y la resistencia residual que es utilizada para modelar fenómenos de deslizamientos activos.

1.2 Métodos de exploración con nuevas tecnologías

Comprenden las actividades o procedimientos de exploración que han venido avanzando con el transcurso de los años y que en estos momentos se encuentran disponibles en el país.

Ensayos de campo o sondeos: ensayos de resistencia, esfuerzo-deformación y permeabilidad, realizados sobre la superficie del terreno o dentro de una perforación, o por medio de la penetración de un dispositivo (como es el caso de los sondeos propiamente dichos).

Por otro lado existe una gran variedad de métodos indirectos de exploración que consisten en obtener información por medio de la medición de algunos parámetros característicos del suelo, como son: la velocidad de propagación de ondas de compresión, VP, o de ondas de corte, VS, o de su resistividad eléctrica, y así, en forma indirecta, conocer el tipo y condición de los diferentes estratos que forman parte del perfil estratigráfico de un sitio.

En la mayoría de los casos las mediciones se hacen sin necesidad de excavar o de perforar el terreno, y sin necesidad de tomar muestras de suelo. Estos métodos indirectos complementan una exploración directa y permiten la interpolación de la información arrojada por éstas metodologías y cubrir grandes extensiones de terreno a bajo costo y

en poco tiempo. Usualmente se realiza una calibración de los resultados obtenidos por los métodos indirectos, comparándolos con los resultados de la exploración directa.

Los métodos indirectos de exploración del subsuelo, comprenden varios ensayos de laboratorio y ensayos de campo, desarrollados para establecer el comportamiento del suelo ante sollicitaciones dinámicas. Estos ensayos corresponden a diferentes deformaciones angulares del suelo, y por lo tanto se requieren varios de ellos para poder obtener el comportamiento del suelo en un gran rango de deformaciones (baja y alta deformación).

Los ensayos de baja deformación representan niveles de deformación de corte inferiores a 0.001 % en donde el comportamiento esfuerzo vs deformación del suelo es completamente lineal. Este tipo de métodos se basa en teorías de propagación de ondas en materiales lineales y en la medida de las velocidades de las ondas sísmicas internas (P y S) al propagarse a través de éstos. Los datos obtenidos pueden relacionarse con el módulo de corte del material a bajas deformaciones.

Es más frecuente la medida de las velocidades de ondas sísmicas de corte (S). Las ondas longitudinales son más rápidas y se detectan con mayor facilidad pero su velocidad depende de la temperatura y la salinidad del agua por lo tanto en suelos saturados y de consistencia blanda se obtienen valores muy altos y esto no es indicativo de mayor rigidez del material.

Los ensayos que implican altas deformaciones se usan para medir parámetros tales como la resistencia del suelo y los resultados obtenidos se correlacionan con otras propiedades.

Los diferentes ensayos de campo y de laboratorio más utilizados son los siguientes:

Ensayos de campo:

- Ensayos de reflexión sísmica
- Ensayos de refracción sísmica (Up Hole, Down Hole, Cross Hole)
- Superficie vibratoria
- Placa vibratoria
- Dilatómetro de Marchetti
- Placa estática
- Presurómetro de Menard
- Ensayo de Piezocono sísmico

Ensayos de laboratorio:

- Bender Element
- Columna resonante

- Mesa vibratoria
- Corte torsional
- Triaxial cíclico
- Corte simple cíclico

En las siguientes figuras se puede apreciar los diferentes rangos de deformación angular o tangencial producidos al suelo y los ensayos más representativos y utilizados en el país.

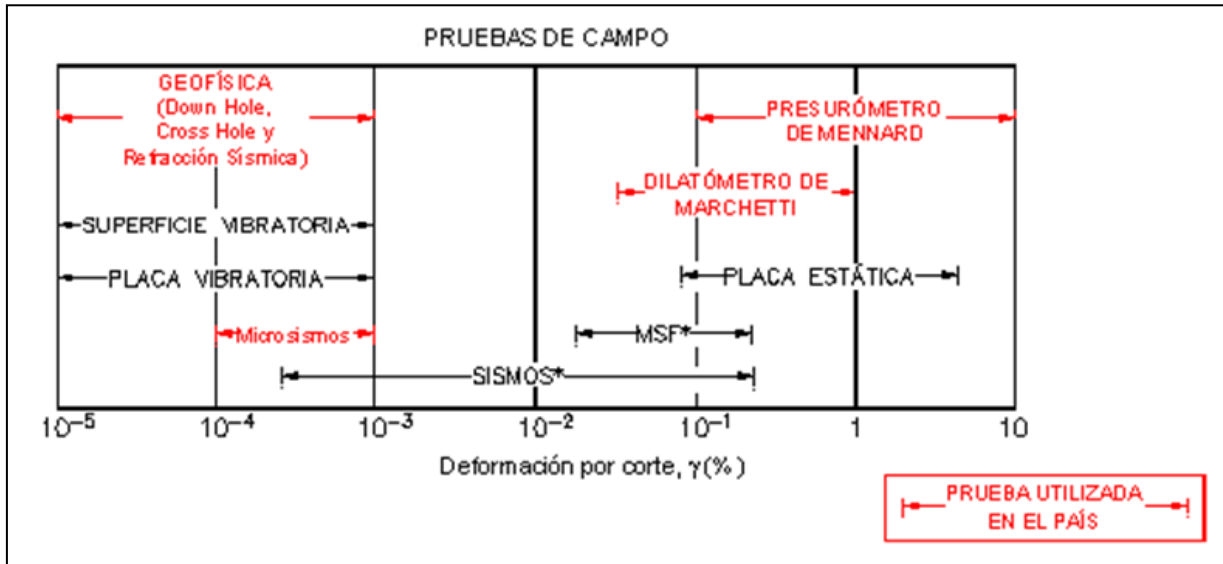


Figura No. 4. Pruebas de campo utilizadas para la caracterización dinámica de suelos.

Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos" Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.

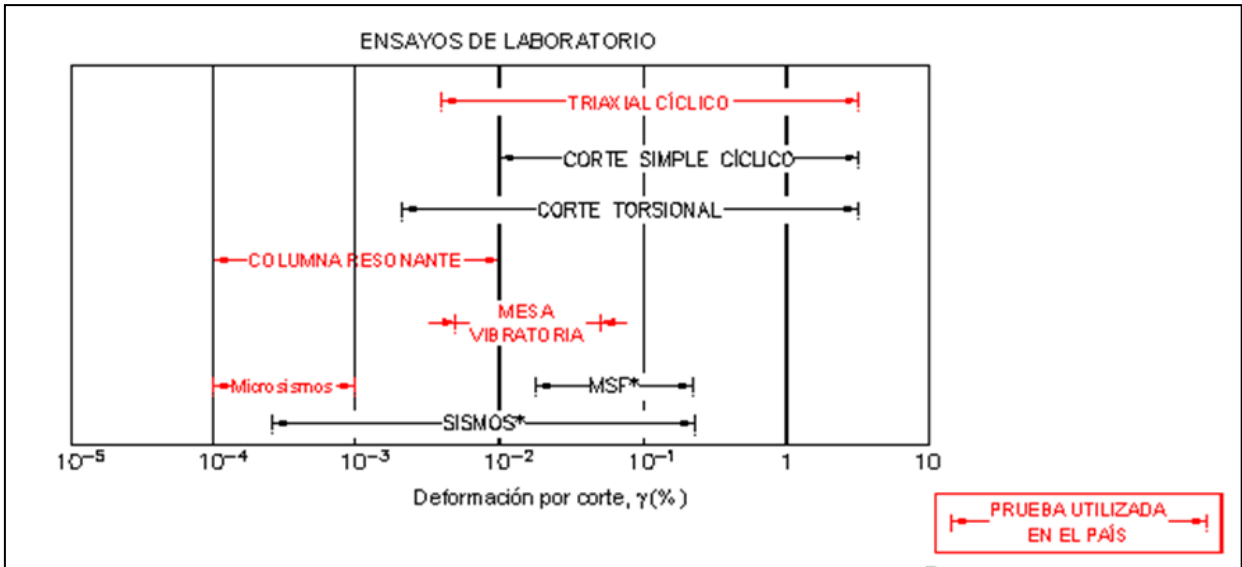


Figura No. 5. Ensayos de Laboratorio utilizadas para la caracterización dinámica de suelos.
Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos" Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.

Nota: en las anteriores figuras los rangos de deformación por corte denotado como "Sismos" representan el rango para la mayoría de sismos, mientras que "MSF" denota deformaciones inducidas por un movimiento sísmico fuerte.

A continuación se realiza una breve descripción de los ensayos realizados disponibles en campo.

1.2.1 Ensayo del Presurómetro de Menard – PMT

El equipo está conformado por tres celdas, la superior, la inferior (de guarda) y la intermedia (de medición), cables para expandir las celdas por medio de un líquido o de un gas, dispositivos para medir la presión aplicada al fluido y para medir la expansión volumétrica de la celda intermedia. La probeta más usada tiene un diámetro de 58 mm, una longitud de 420 mm y un volumen inicial de la celda intermedia, V_0 , de 535 cm^3 .

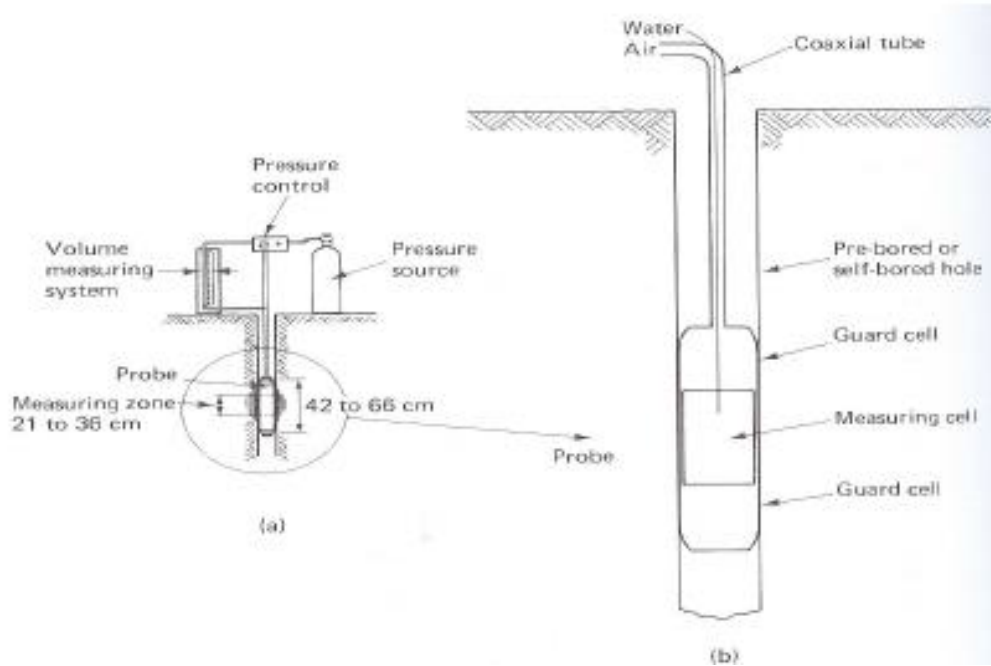


Figura No. 6. Esquema Presurómetro de Menard. Fuente: in-situ Testing.

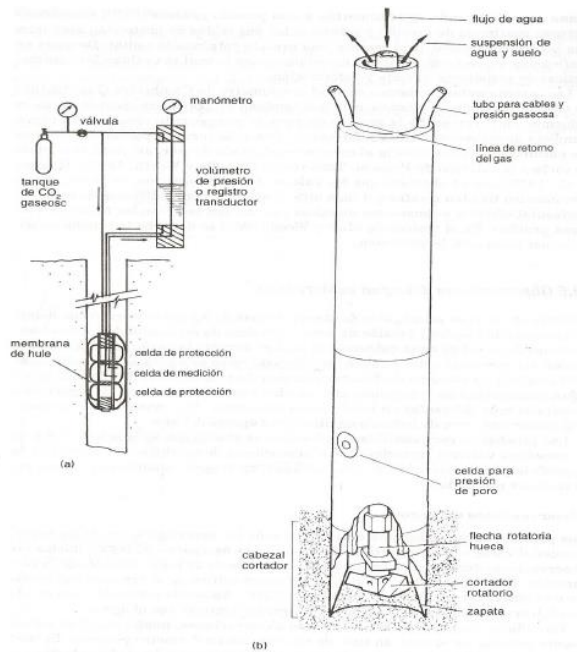


Figura No. 7. Esquema Presurómetro, (a) Tipo Menard, (b) Tipo Cambridge. Fuente: in-situ Testing.

La prueba se lleva a cabo dentro de una perforación a diferentes profundidades, espaciadas convenientemente. Se mide el volumen V_0 de la celda intermedia o de medición y la probeta se inserta en la perforación hasta la profundidad del ensayo. Las

celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo o de borde sobre la celda de medición. Se aplica presión en incrementos y se mide la expansión volumétrica de la celda intermedia. Se continúa hasta que el suelo falla o hasta que se alcanza la presión límite del dispositivo. Se considera que el suelo falla cuando el volumen de la cavidad expandida, V , es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, se desinfla la probeta y se desplaza para ser probada a otra profundidad.

Este ensayo, desarrollado originalmente por Menard en 1956, sirve para medir la resistencia y deformabilidad del suelo. Los resultados se expresan en una gráfica de presión versus volumen. Se diferencian tres zonas: zona de recarga, zona pseudoelástica y zona plástica. Del gráfico se obtienen p_0 (esfuerzo total horizontal in-situ o inicial), p_f (presión de fluencia o de flujo plástico) y p_l (presión límite), y el módulo del Presurómetro, EP.

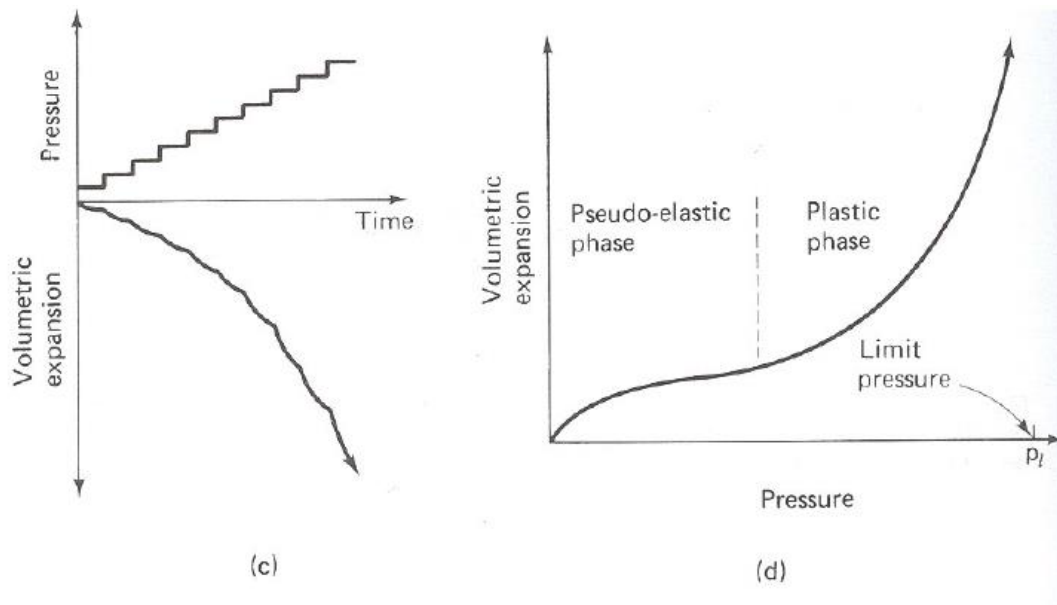


Figura No. 8. Resultados típicos del Presurómetro. (c) Presión y volumen de expansión versus tiempo, (d) expansión volumétrica versus presión (after Ménard, 1975). Fuente: in-situ Testing.

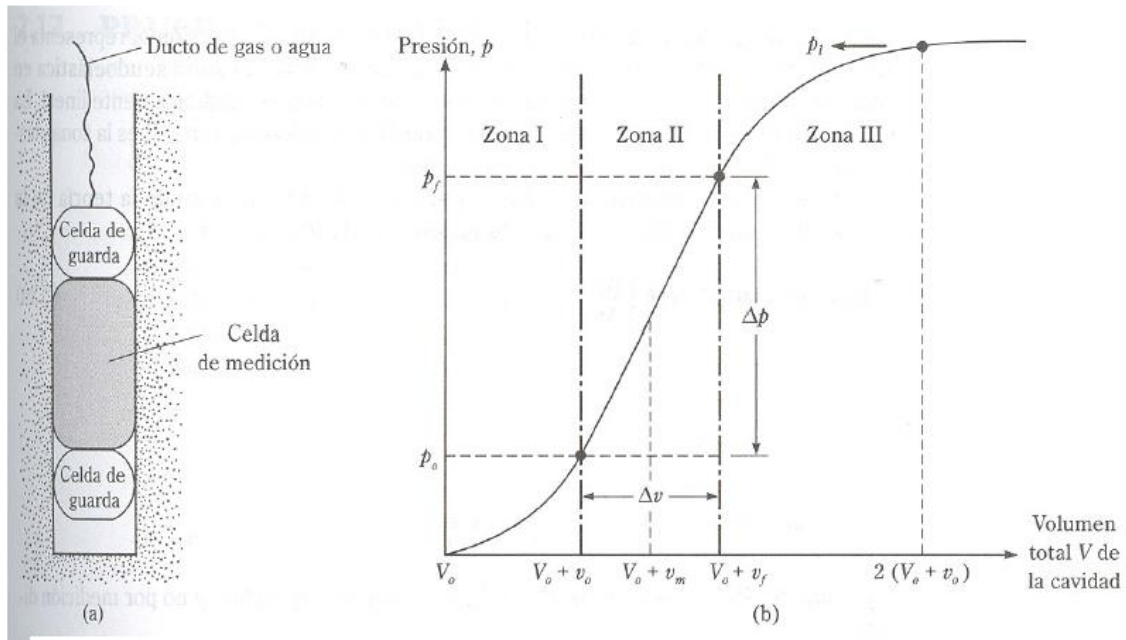


Figura No. 9. Grafica de presión versus volumen total de la cavidad. Fuente: in-situ Testing.

Correlaciones: se han establecido correlaciones entre los resultados del ensayo PMT y las características de resistencia y deformabilidad de diferentes suelos. Por ejemplo, existen correlaciones entre:

- PI y la presión de pre-consolidación: $\sigma'p = 0,45 * pl$. (Kullhawy y Mayne, 1990).
- Resistencia al corte no drenado:

$$S_u = \frac{pl - p_0}{Np}$$

Dónde:

$$Np = 1 + \ln \frac{Ep}{3S_u}$$

Np – Varía entre 5 y 12, con un valor promedio de 8,5 aproximadamente. (Baguelin et Al, 1978).

- En arcillas, $Ep \text{ (kN/m}^2\text{)} = 1930(N_F)^{0,63}$ (Kullhawy y Mayne, 1990). Donde N_F es el número de golpes por pie de campo del ensayo de penetración estándar (SPT).
- En arenas, $Ep \text{ (kN/m}^2\text{)} = 908(N_F)^{0,66}$ (Kullhawy y Mayne, 1990).

El ensayo del Presurómetro, (PMT), es un ensayo poco conocido en nuestro país. Sin embargo, en otros países se emplea cada vez con mayor frecuencia. Con él se pueden establecer algunas características del estado inicial de esfuerzos y características de

deformabilidad y resistencia en forma confiable para modelaciones avanzadas de casos complejos en la geotecnia.

1.2.2 Ensayo de Dilatómetro de Marchetti – DMT

El equipo utilizado es una pala u hoja plana de acero inoxidable de 220 mm de longitud, 95 mm de ancho y 14 mm de espesor. Su lado inferior posee un filo cortante agudo en forma de V (ángulo aproximado de 10°). A ras, en el centro de un lado de la placa se localiza una membrana de acero, delgada, plana, circular, expandible, con diámetro de 60 mm. Un solo cable, con ducto de gas y alambre eléctrico, se extiende desde la caja de control en la superficie hasta la hoja a través del vástago del penetrómetro.

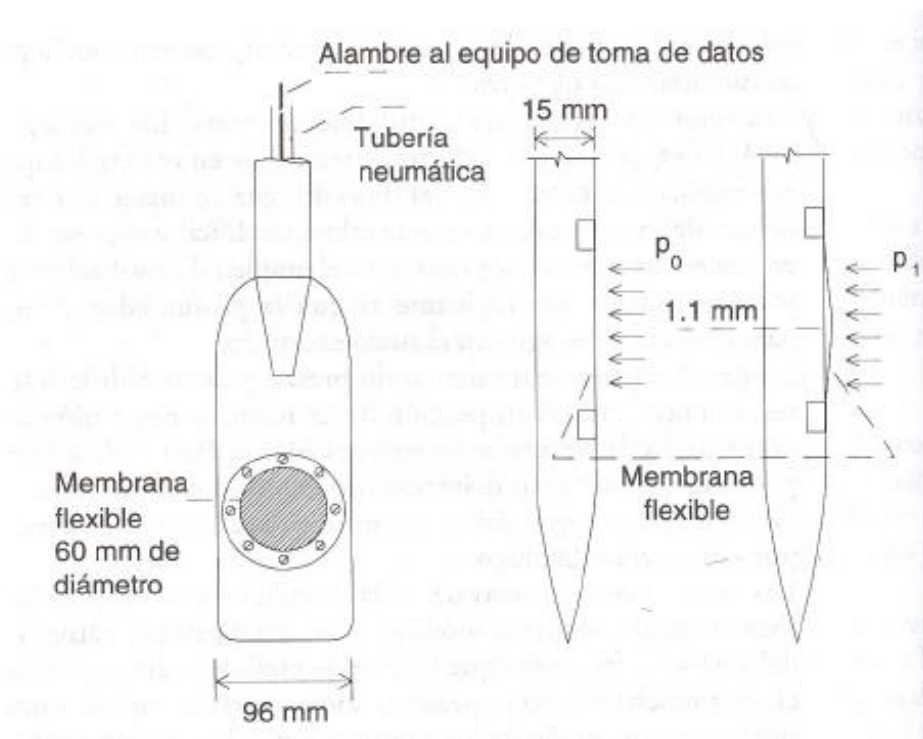


Figura No. 10. Esquema Dilatómetro de Marchetti (según Marchetti, 1980). Fuente: Marcelo Devincenzi, IgeoTest, S.L. "El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti"



Figura No. 11. Dilatómetro de Marchetti (según Marchetti, 1980). Fuente: Marcelo Devincenzi, Igeotest, S.L. “El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti”

El dilatómetro se conecta a una sarta de barras de perforación y se inserta a presión en el terreno usando un equipo similar al empleado en el ensayo de penetración estática de cono hasta la profundidad del ensayo. Se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Un ensayo consiste en tomar tres presiones, a saber: la presión A, necesaria para iniciar el movimiento de la membrana contra el suelo (el despegue típico es un movimiento de 0,05mm), la presión B, requerida para producir una deflexión de 1,1 mm en el centro de la membrana, y la presión C, que se obtiene cuando la membrana vuelve exactamente a su posición inicial, al liberar cuidadosamente la presión del gas. Esta última lectura se puede relacionar con el exceso de presión de poros. Estas presiones se pueden medir con precisión porque una señal de audio indica cuando se presenta el movimiento deseado de la membrana. Las presiones leídas se corrigen por factores de calibración debido a la rigidez de la membrana. La prueba se realiza generalmente a profundidades espaciadas de 20 a 30 cm.

Los resultados obtenidos son las presiones A y B corregidas son p_0 y p_1 , respectivamente. Con base en estas presiones, en la presión de poros, u_0 y el esfuerzo efectivo vertical in situ, σ'_{vo} , se establecen:

- Índice del material: $I_D = (P_1 - P_0)(P_0 - U_0)$
- Índice de esfuerzo horizontal: $K_D = (P_0 - U_0)/\sigma'_{vo}$
- Módulo del Dilatómetro: $E_D = 34,7(P_1 - P_0)$, en kPa.

Correlaciones:

Marchetti (1980) estableció las siguientes correlaciones:

- Coeficiente de presión de tierras en reposo: $K_0 = (K_D/1,5)^{0,47} - 0,6$

- Relación de sobreconsolidación: $RSC = (0,5K_D)^{1,6}$
- $S_u/\sigma'_{vo} = 0,22$ Para arcillas normalmente consolidadas
- $(S_u/\sigma'_{vo})_{oc} = (S_u/\sigma'_{vo})_{nc} * (0,5K_D)^{1,25}$ (OC=Suelo sobreconsolidado, NC= Suelo normalmente consolidado)
- Módulo de elasticidad, $E = (1 - \mu^2)E_D$

Por su parte Schmertmann (1986) propuso una correlación entre el índice del material, I_D , y el Módulo del Dilatómetro, E_D , Para lograr de forma indirecta la descripción del suelo y su peso unitario, γ , como se muestra en la siguiente gráfica.

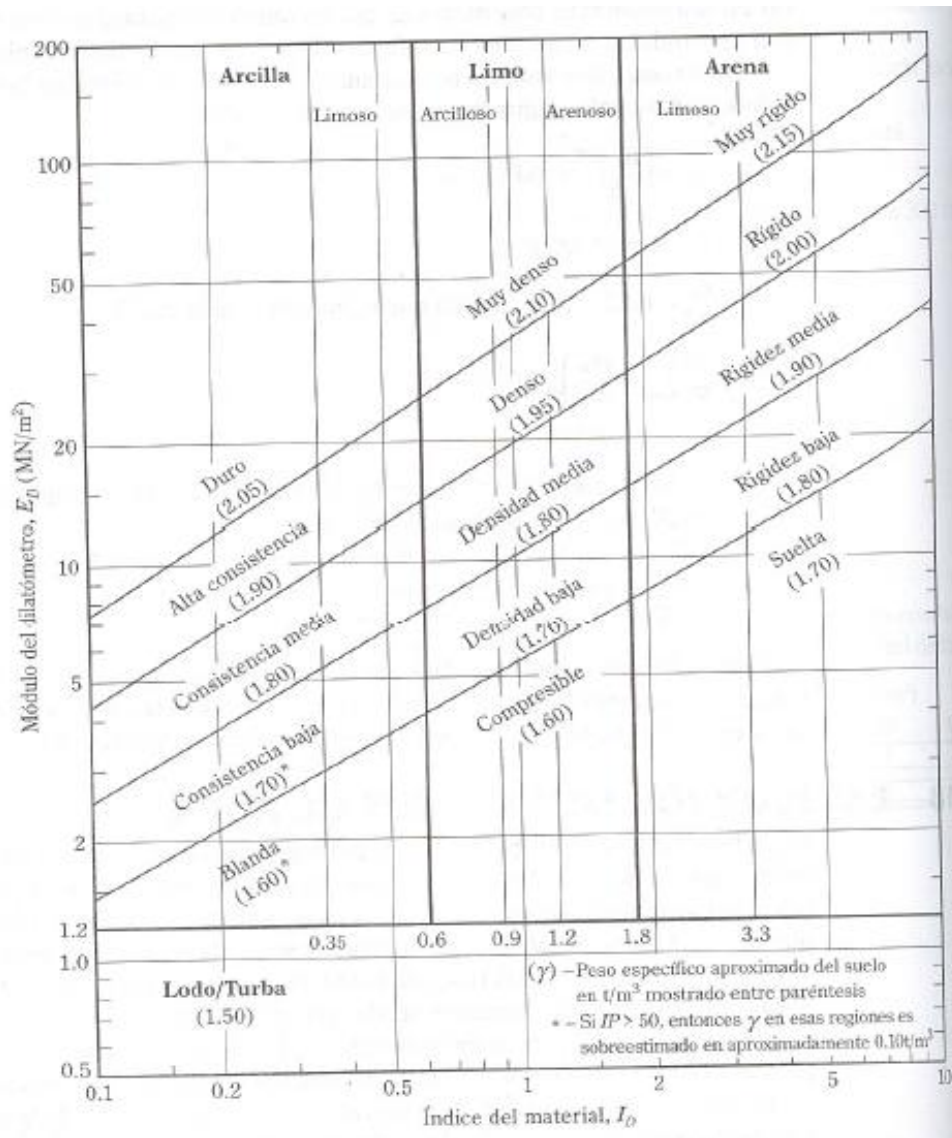


Figura No. 12. Carta para la determinación de la descripción del suelo y su peso unitario (según Schmertmann, 1986). Fuente: Marcelo Devincenzi, IgeoTest, S.L. "El Ensayo del Dilatómetro de Marchetti"

Este ensayo, desarrollado en 1980 por Marchetti en Italia, está empleándose cada vez más en Europa y Estados Unidos por su sencillez y precisión. Se aplica a una gran cantidad de perfiles de suelo, obteniendo información valiosa sobre la resistencia y la deformabilidad.

Cuando se llega a un obstáculo muy duro se suspende la hincia a presión del varillaje con el Dilatómetro y se ejecuta una perforación para atravesar, posiblemente por rotación, la piedra, (re perforar). Una vez superado el obstáculo se vuelve a introducir el varillaje con la pala del Dilatómetro dentro de la perforación y se continúa con el sondeo DMT.

1.2.3 Ensayo de Piezocono sísmico – SCPTu

Al realizar un diseño geotécnico siempre va a existir una incertidumbre respecto al terreno explorado, por lo tanto para poder comprender y determinar un modelo del perfil estratigráfico que refleje el comportamiento real del suelo se deben combinar todas las técnicas de exploración disponibles, además, la caracterización de cada sitio y sus análisis deberán basarse en experiencias laborales en el área de estudio, objetivos proyectados en el diseño que se proyecta, nivel de confiabilidad admisible y la razonabilidad en los costos de construcción y operación.

Para realizar una caracterización acertada los programas de exploración deberán tener la combinación de técnicas avanzadas, técnicas convencionales, ensayos in-situ y ensayos de laboratorio.

Debido a esto, es de suma importancia utilizar los equipos disponibles como el Piezocono Sísmico (SCPTu) que permite una caracterización del suelo in-situ, mucho más rápida y económica.

1.2.3.1 Equipos utilizados

Los equipos de cono se pueden clasificar según la velocidad de penetración de la punta. En la Tabla No. 2 se presenta los tipos de penetración con cono más utilizados.

Tabla No. 2. Diferentes tipos de penetración con cono.

Tipo	Avance por punta		Uso	Observaciones
	Método	Velocidad		
1-Estático	Durante incrementos de carga constante	0	Solo para investigación, en algunos lugares del mundo.	En general demasiado lento para ser usado en campo.
2- Cuasi-estático	Por medio de gato hidráulico o mecánico	1 a 2 cm/seg	En todo el mundo.	Usualmente el cono tiene 10 cm ² en la base y 60° en la punta.
3- Dinámico	Por medio del impacto de un peso	Variable	En todo el mundo.	Gran variedad de tamaños.
4- Cuasi-estático y dinámico	Combina el 2 con el 3 usando el dinámico cuando mediante la prueba cuasi-estática no se puede penetrar más.		Francia y Suiza	Usa puntas especiales
5- Tornillo	Rotación de un cono helicoidal.	Variable	Suecia y Noruega	
6- Inercial	Dejando caer libremente el cono o impulsandolo hacia la superficie del suelo.	Variable	Investigación del fondo marino	Util para exploraciones poco profundas en áreas inaccesibles.

Fuente: Baligh, M.M; 1975 and Levadoux, J.N. 1986.

El piezocono de tipo CPTu es una prueba de carga lenta, en donde los penetrómetros tipo cono vienen en diferentes tamaños, las dimensiones más comunes son de 10 cm² y 15 cm², estas dimensiones se especifican en la mayoría de los estándares.

Existen otros tipos de tamaños de conos dependiendo los requerimientos de la exploración. Los mini conos se usan para investigaciones poco profundas, mientras que los conos grandes pueden ser utilizados en suelos con presencia de gravas.



Fotografía No. 7. Diferentes tamaños de cono (de izquierda a derecha: 2cm², 10cm², 15 cm² y 40cm²). Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010

Los equipos utilizados en la prueba son: un penetrómetro, sistema de empuje hidráulico, dispositivos o cable de transmisión, grabador de profundidad, y la unidad de adquisición de datos.

El cono consiste en una punta cónica de 60° de cresta que tiene un pequeño reborde de aproximadamente 5 mm (0,2 pulgadas) de largo en la parte superior. Una celda de carga interna que se utiliza para registrar la fuerza axial en la parte frontal del penetrómetro (F_c). Una segunda celda de carga se usa para registrar la fuerza axial a lo largo del manguito (F_s), o bien, para registrar la fuerza total (F_c+F_s). En este último la fuerza combinada menos la fuerza axial, proporciona la fuerza a lo largo del manguito.

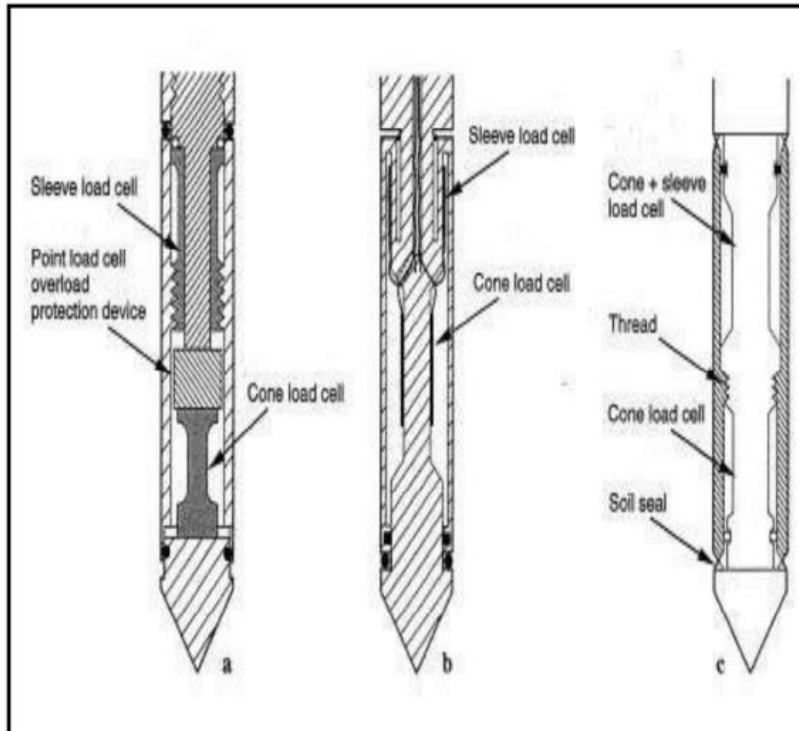


Figura No. 13. Diseño de conos. (a) Celdas de carga en punta y manguito de fricción en compresión (b) Celda de carga en punta en compresión y celda de carga del manguito de fricción en tensión (c) diseño de celda de carga tipo sustracción. Fuente: Después de Lünne et al; 1997.

En la actualidad los sistemas de CPT incluyen mediciones de presión de poros y son conocidos como conos CPTu, estos proporcionan resultados en forma digital. La medición de la velocidad de onda de corte también se ha vuelto más popular y son conocidos como conos SCPTu. Por lo tanto, en un ensayo SCPTu se puede ver la combinación de resistencia al cono (q_c), manguito de fricción (f_s), la presión de penetración de poro (u) y, la velocidad de onda de corte (V_s), medido en un perfil. La medición de la velocidad de onda de corte ha proporcionado una información valiosa sobre las correlaciones entre la resistencia del cono y el módulo del suelo.

La prueba consiste en hincar en el terreno a una velocidad constante de 2 cm/seg, un elemento cónico que permite medir mediante el uso de sensores, la resistencia a la penetración (q_c), el rozamiento (f_s) de un manguito ubicado encima de la punta cónica y la presión intersticial del agua, a medida que el cono penetra en el terreno. Cuando se mide la presión intersticial se denomina piezocono o (CPTu). Si solo se mide la resistencia por punta (q_c) y la fricción lateral (f_s), se denomina (CPT).

Para la penetración en suelos duros o rellenos puede ser necesario realizar una perforación con el fin de evitar dañar el cono. La perforación previa, deberá realizarse con un diámetro ligeramente mayor que el cono. Es también común usar equipos manuales en los primeros metros en las zonas urbanas para evitar redes de servicios públicos subterráneos o avanzar en rellenos de carreteras.

La máquina de compresión debe ser configurada de forma que se obtenga una dirección de empuje lo más cerca como sea posible a la vertical. La desviación de la dirección de empuje inicial vertical no debe superar los 2 grados y las varillas de empuje deben ser revisadas para asegurar su rectitud. Los conos modernos tienen incorporados sensores sencillos que permiten una medida de la no verticalidad de la sonda. Esto es útil para evitar daños en el equipo y la rotura en las barras de empuje. Para profundidades de menos de 15m, no es importante la medida de verticalidad, siempre que el empuje inicial sea en dirección vertical.

El elemento que permite medir la presión intersticial dentro del cono, es el filtro poroso el cual debe tener una rigidez que no influya en las presiones de agua medidas; y además debe tener una permeabilidad que por un lado permita tener una respuesta suficientemente rápida y por otro lado, sea suficientemente baja para evitar la entrada de aire y la consecuente desaturación del filtro.

Cuando se realiza la prueba con un piezocono CPTu, se dispone de un sensor de presión con un filtro para registrar datos de presión de poros. La ubicación del sensor puede ser sobre la punta del cono (posición u1), inmediatamente atrás de la punta del cono (posición u2), o atrás del mango de fricción (posición u3).

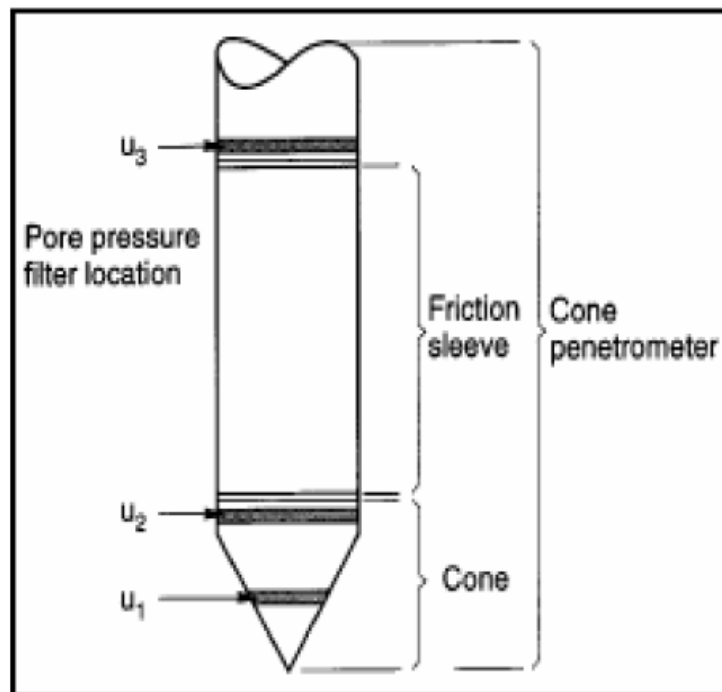


Figura No. 14. Localización de sensores de presión en un Piezocono. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing; 2010.

1.2.3.2 Mediciones realizadas con el ensayo de Piezocono sísmico –SCPTu

La fuerza axial medida (F_c) dividida por el área ofrece la resistencia por punta, $q_c = F_c / A_c$. Esta resistencia debe ser corregida para presiones intersticiales que actúan sobre

áreas desiguales en la punta del cono, especialmente cobra importancia en arcillas y limos de consistencia blanda a firmes¹. La resistencia por punta corregida o resistencia total en la punta del cono se designa como q_t , y requiere la calibración especial del penetrómetro en una cámara triaxial para determinar la relación de superficie neta (a); y las presiones intersticiales de campo que deben medirse en el hombro (posición $u_b = u_2$).

Debido a la geometría interior del cono la presión ambiente del agua actúa sobre el hombro detrás del cono y en los extremos del manguito de fricción. Este efecto se refiere a menudo como el efecto final de área desigual².

En las arcillas y limos blandos, la medida de (q_c) debe ser corregida por la presión de poros actuando sobre la geometría de cono, obteniendo así la resistencia cono corregida, (q_t):

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

Donde a es la relación de área neta, determinada en ensayos de calibración en laboratorio, con valores típicos entre 0.50 y 0.85.

En arenas limpias y suelos granulares densos, el valor de $q_t = q_c$; por lo tanto, la corrección no es primordial. Sin embargo, en suelos arcillosos de consistencia blanda a firme, las presiones intersticiales que se generan son apreciables y la corrección puede ser muy significativa, del 20% al 70% en algunos casos, con conos estándar tipo fricción que no miden presiones intersticiales, también se debe realizar la corrección.

¹ Jamiolkowski et al 1985; Campanella y Robertson 1988; Lünne et al. 1997

² Campanella et al., 1982.

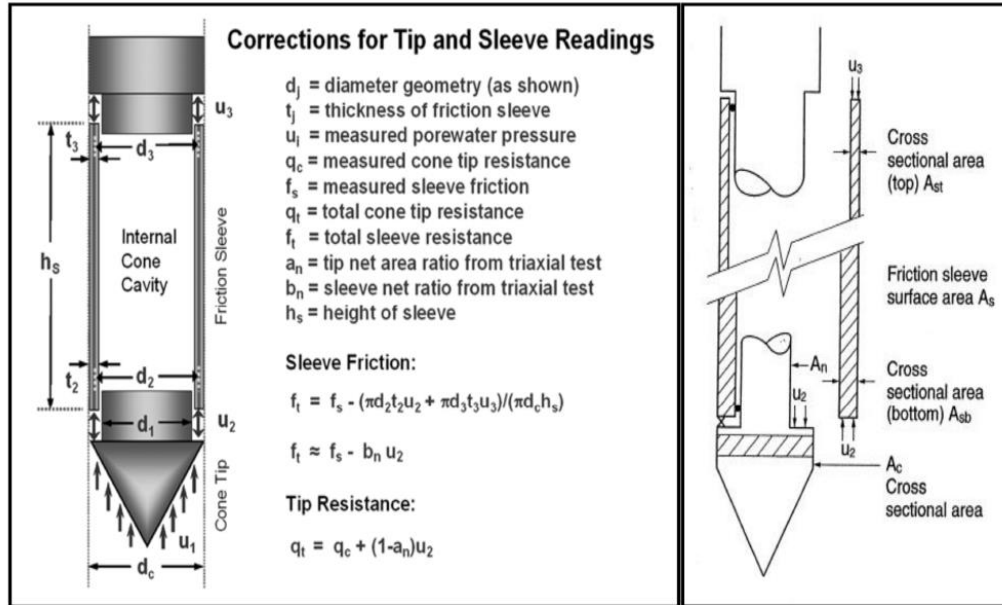


Figura No. 15. (a). Determinación de la resistencia total del cono corregida por el factor a y la resistencia por fricción corregida por el factor b; (b). Efecto final de área desigual en la zona de la punta del cono y los extremos del manguito de fricción. Fuente: Jamiolkowski et al; 1985.

El factor de área de la punta (a) se usa para la corrección del valor medido de la resistencia por punta debido a presiones intersticiales y el factor de área del manguito de fricción (b), el cual se obtiene a partir de ensayos en cámaras de calibración; se usa para la corrección del valor medido de fricción en el manguito.

La fuerza axial medida sobre el manguito (F_s) se divide por el área del manguito para obtener la fricción manguito, $f_s = F_s / a_s$. Sin embargo, esta también requiere una corrección, dos lecturas de presión intersticial son necesarias, adoptadas en los extremos superior e inferior del manguito y por lo tanto, en este momento, ya que sin la resistencia total, las interpretaciones de los parámetros del suelo y la aplicación directa de metodologías CPT puede no ser tan fiable como podrían ser.

Una corrección similar se debe aplicar a la fricción del manguito, Sin embargo, la norma ASTM requiere que los conos tengan igual área final del manguito de fricción, lo que reduce la necesidad de dicha corrección. Todos los conos deben tener los mismos extremos de la zona del manguito de fricción con pequeñas zonas extremas para reducir al mínimo el efecto de la presión del agua en las mediciones de manguito de fricción.

A partir de los valores obtenidos de q_c , f_s y μ se derivan los siguientes parámetros in situ de este ensayo:

- Q_t , resistencia al cono normalizada:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

- F_r , Razón de fricción normalizada

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} * 100$$

- B_q , Razón de presión de poros

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}}$$

Dónde:

q_t : Resistencia a la penetración por punta corregida

f_s : Medida del manguito de fricción o fricción lateral

u_2 : Presión de poros atrás de la punta del cono

u_0 : Presión de poros de equilibrio (frecuentemente asumida como la presión hidrostática)

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo in situ

σ_{vo} : Esfuerzo vertical in situ

Adicionalmente a cualquier profundidad del ensayo de penetración se puede realizar el ensayo de disipación; la normativa que recoge los puntos básicos para la ejecución correcta de este tipo de ensayo es la ASTM D-5778-95. Este ensayo consiste en detener el avance del cono y registrar como se disipa la presión Δu hasta alcanzar un cierto porcentaje del valor de equilibrio (presión hidrostática a la profundidad del ensayo). Si la penetración es detenida, la presión intersticial tiende a disiparse, más o menos rápidamente según el tipo de suelo, hasta alcanzar la presión hidrostática de equilibrio, obteniendo así información de la permeabilidad y de las características de consolidación.

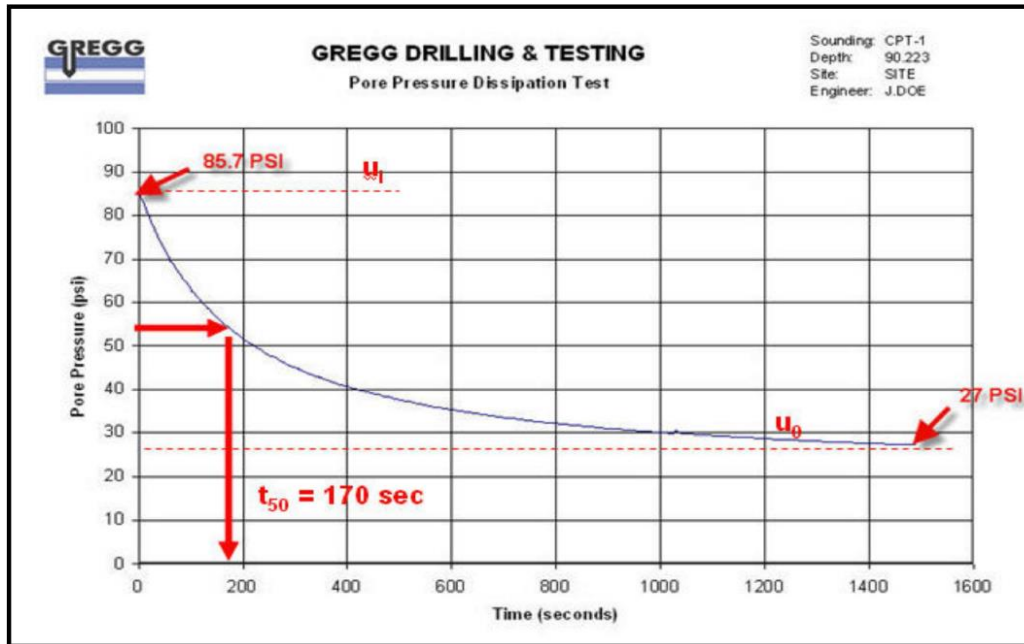


Figura No. 16. Ensayo de disipación de presión de poros. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing; 2010.

Con el fin de analizar los resultados obtenidos en la prueba de penetración con cono (CPTu) desde el punto de vista de la resistencia por punta, se han propuesto las siguientes teorías:

- Teoría de Capacidad Portante: En esta teoría, la resistencia a la penetración del cono se asume que es igual a la carga de falla de una fundación circular profunda.

Para determinar esta resistencia, se utiliza el método de equilibrio límite y el método de la línea de deslizamiento. En el método de equilibrio límite, se asume un mecanismo de falla y se realiza un equilibrio global de la masa de suelo para determinar la carga de falla.

Por otra parte, en el método de la línea de deslizamiento, un criterio de falla (Criterio de Mohr Coulomb o Tresca) se combina con las ecuaciones de equilibrio para obtener una serie de ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico. Una limitación de la teoría de capacidad portante, es que no considera las propiedades esfuerzo-deformación y los cambios de volumen del suelo.

- Teoría de Expansión de Cavidades: De acuerdo a esta teoría, la presión requerida para producir un agujero profundo en un medio elástico-plástico es proporcional a la presión necesaria para expandir una cavidad del mismo volumen bajo condiciones similares³. Para utilizar la teoría de expansión de cavidades en la predicción de la resistencia a la penetración del cono, se requiere desarrollar soluciones de presión

³ Bishop et al 1945.

límite para expansión de cavidades en un suelo y relacionar la presión límite de expansión a la resistencia del cono.

Se han propuesto algunas soluciones para suelos cohesivos y no cohesivos, las cuales difieren principalmente en las suposiciones realizadas con respecto al comportamiento constitutivo del suelo en las zonas plásticas y elásticas alrededor de la cavidad expandida, a las contribuciones de expansión de cavidades esféricas y cilíndricas, y la rotación de esfuerzos de la expansión de cavidad cilíndrica a la resistencia de penetración vertical.

- Aproximación de Condición Estable: En suelos isotrópicos homogéneos, la resistencia a la penetración del cono puede tratarse como un problema de estado estable. En esta aproximación, el proceso de penetración es visto como una condición estable de flujo del suelo alrededor de un cono fijo⁴. El uso de este método ha sido restringido a arcillas no drenadas.
- Método Incremental de Elementos Finitos: La prueba de penetración de cono en suelos ha sido analizada por algunos investigadores, utilizando un método de elementos finitos con desplazamiento incremental. Debido a sus dificultades numéricas, especialmente en arcillas no drenadas, se presentan muchas incertidumbres relacionadas a la precisión de los factores de cono derivados del análisis de elementos finitos.
- Pruebas en Cámaras de Calibración: Debido a las dificultades en los análisis de las pruebas de penetración de cono en suelo, se han utilizado cámaras de calibración para establecer correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración del cono y las propiedades del suelo. Las cámaras de calibración son de tamaño limitado y por lo tanto, estas correlaciones no son aplicables a situaciones de campo sin el uso de factores de corrección.

1.2.3.3 Parámetros geotécnicos a partir del ensayo de Piezocono Sísmico - SCPTu

Numerosas correlaciones semi-empíricas se han desarrollado para estimar parámetros geotécnicos en una amplia gama de suelos con base al CPT. Estas correlaciones varían en su confiabilidad y aplicabilidad. Debido a que el CPT tiene sensores adicionales (por ejemplo, presión de poros CPTu y sísmico SCPTu), la aplicabilidad para estimar los parámetros del suelo varía. Los ensayos de CPT con mediciones de presiones de poros (CPTu) están comúnmente disponibles. La muestra una estimación con base en calificaciones de alta a baja fiabilidad de la aplicabilidad percibida del CPTu para determinar parámetros del suelo. Si se añade la componente sísmica, la capacidad para estimar la rigidez del suelo (E, G & G₀) mejora aún más.

⁴ Baligh, 1985

Tabla No. 3. Aplicabilidad percibida de SCPTu para obtener los parámetros geotécnicos del suelo.

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Dr</i>	Ψ	K_0	OCR	S_t	S_u	ϕ'	<i>E, G</i>	<i>M</i>	G_0	<i>k</i>	C_h
Arena	2-3	2-3	5	5	N.A	N.A	2-3	2-3	2-3	2-3	3	3-4
Arcilla	N.A	N.A	2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing; 2010.

Dónde:

- 1: Alto
- 2: Alto a moderado
- 3: Moderado
- 4: Moderado a bajo
- 5: Baja fiabilidad
- Dr: Densidad relativa
- Ψ : Parámetro de estado
- E, G: Módulo de Young y de corte
- OCR: Relación de sobre consolidación
- S_u : Resistencia al corte no drenado
- C_h : Coeficiente de consolidación
- ϕ' : Angulo de fricción
- K_0 : Relación de esfuerzos in situ
- G_0 : Módulo de corte a pequeñas deformaciones
- M: Compresibilidad
- S_t : Sensibilidad
- K: Permeabilidad

A partir de los parámetros in situ definidos anteriormente, se pueden estimar los parámetros geotécnicos relacionados con esfuerzos, deformaciones, consolidación e historia de esfuerzos de un suelo.

1.2.3.3.1 Perfil del suelo y tipo de suelo

La principal aplicación del ensayo de CPT es identificar perfiles de suelo y tipos de suelos. Típicamente, la resistencia de cono, (q_t) es alta en arenas y baja en arcillas, y la relación de fricción ($R_f = f_s / q_t$) es baja en las arenas y alta en arcillas. El CPT no puede proporcionar predicciones exactas del tipo de suelo sobre la base de las características físicas, tales como, la distribución de tamaño de grano, pero proporciona una guía para estimar las características mecánicas (resistencia y rigidez) del suelo, o el Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT). Los datos del CPT proporcionan un índice repetible del comportamiento del suelo in-situ en el área inmediata de la prueba. Por lo tanto, la predicción del tipo de suelo basada en ensayos de CPT se conoce como Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT).

En cuanto a la identificación de tipo de suelos mediante el Piezocono ha habido un proceso histórico pasando de tratar de identificar suelos como lo hace un método de clasificación convencional a tratar de ubicar comportamientos característicos.

- Aproximación No Normalizada (SBT)

El uso más común del ensayo de CPT es determinar el Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT), gráfica sugerida por Robertson et al. (1986) y una versión actualizada, adimensional (Robertson, 2010). Esta gráfica que se muestra en la Figura No. 17 utiliza los parámetros básicos del CPT, la relación de resistencia cono, q_t y la relación de fricción, R_f . La gráfica es de carácter general, puesto que se ha calibrado en suelos de muchas partes del mundo, y puede proporcionar predicciones razonables respecto del tipo de suelo en sondeos CPT hasta aproximadamente 20 o 30 metros de profundidad. La superposición en algunas zonas se puede esperar y además las zonas pueden ser ajustadas de acuerdo con la experiencia local.

En esta propuesta se identifican nueve zonas, las cuales van desde suelos finos sensitivos con baja relación de fricción y baja resistencia en la punta hasta las zonas tipo 8 (Arena muy Densa a Arena Arcillosa) y 9 (Suelo fino muy firme) de la gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT) se encuentran fuertemente sobreconsolidadas o cementadas. Esta aproximación es para la prueba CPT sin medición de presión de poros.

- Aproximación Normalizada (SBT_N)

Dado a que tanto la resistencia a la penetración en la punta como la del manguito de fricción aumentan con la profundidad debido al incremento del esfuerzo efectivo de la sobrecarga, los datos del CPT requieren ser normalizados para esfuerzos por sobrecarga muy superficiales o muy profundos.

Una aproximación muy común del Tipo de Comportamiento del Suelo basado en datos normalizados del CPT es el propuesto por Robertson (1990) y se muestra en la Figura No. 18 Una zona central ha sido identificada en la cual los resultados del CPT muestran suelos normalmente consolidados, sin cementación y con sensibilidad nula. La gráfica identifica las tendencias generales en cuanto a respuesta del suelo se trata, tales como, aumento de la densidad del suelo, OCR, la edad y la cementación para suelos arenosos, la historia de incrementos de esfuerzos y la sensibilidad del suelo (S_t) para suelos cohesivos. Una vez más la gráfica es de carácter mundial y sirve como guía para el tipo de comportamiento del suelo (SBT). La superposición en algunas zonas se puede esperar y las zonas pueden ser ajustadas de acuerdo con la experiencia local.

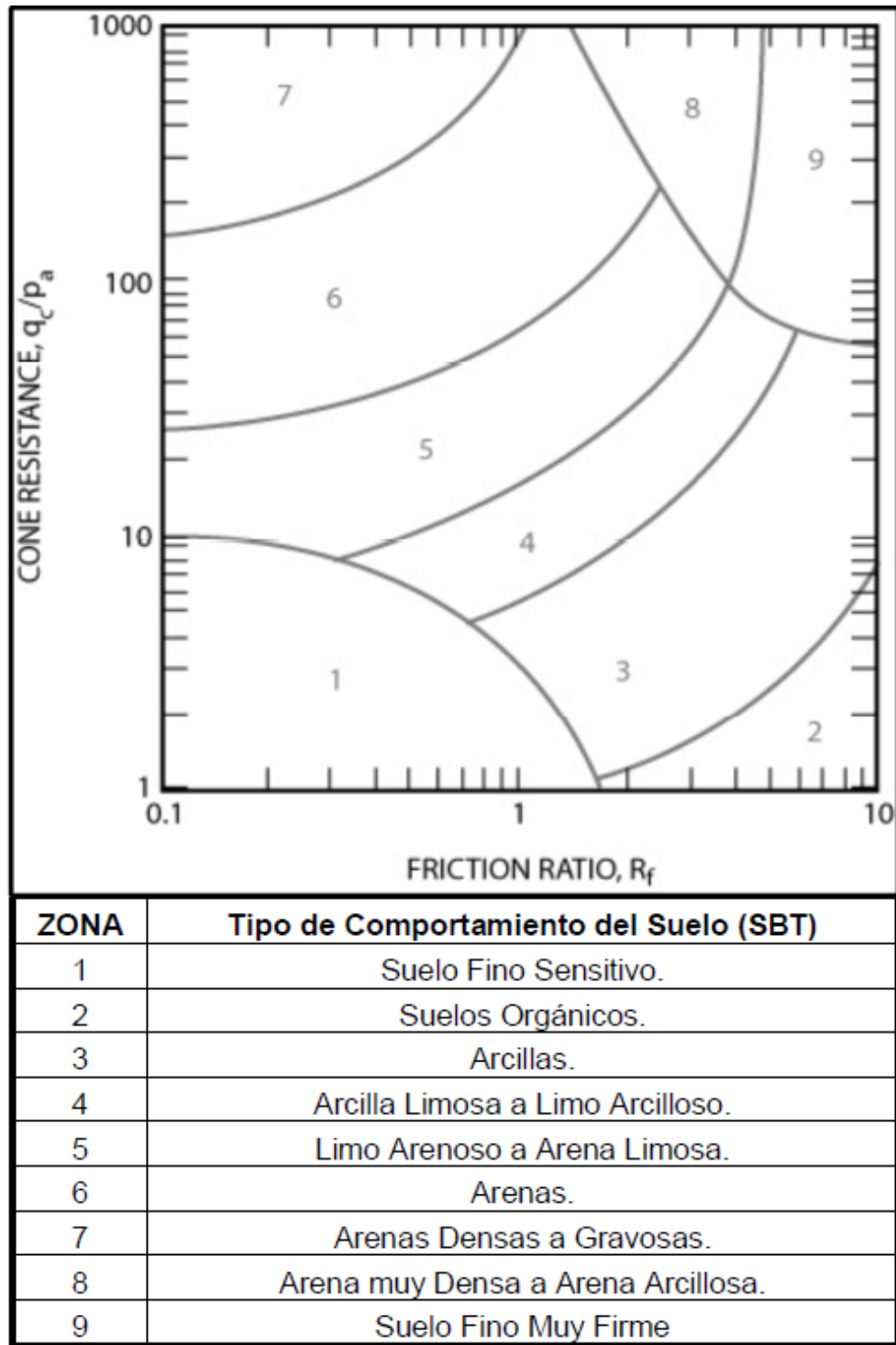
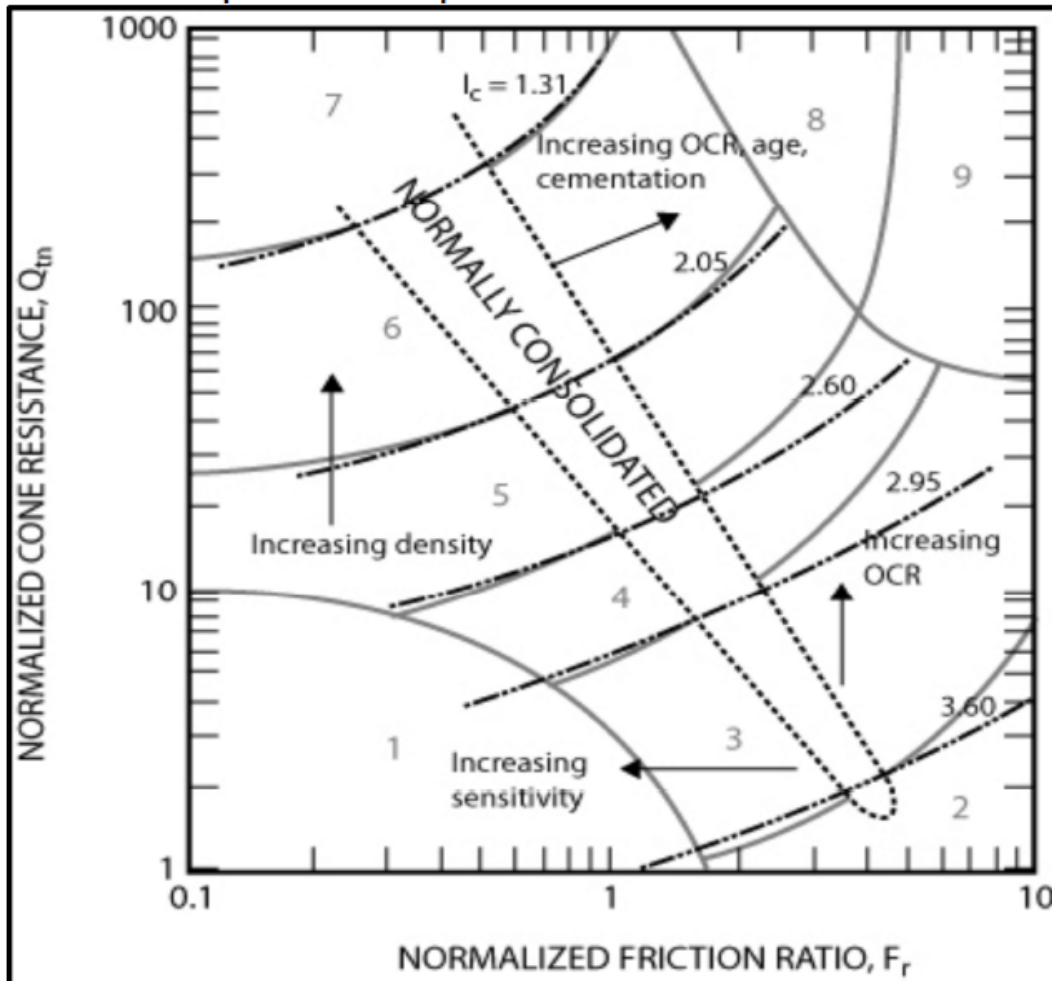


Figura No. 17. Gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT), para un Cono Dinámico CPT. Fuente: Robertson et al; 1986, actualizada por Robertson, 2010.



ZONA	Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT)	lc
1	Suelo Fino Sensitivo.	N/A
2	Suelos Orgánicos.	> 3.6
3	Arcillas.	2.95 - 3.6
4	Arcilla Limosa a Limo Arcilloso.	2.6 - 2.95
5	Limo Arenoso a Arena Limosa.	2.05 - 2.6
6	Arenas.	1.31 - 2.05
7	Arenas Densas a Gravasas.	< 1.31
8	Arena muy Densas a Arena Arcillosa.	N/A
9	Suelo Fino Muy Firme	N/A

Figura No. 18. Gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizado (SBTN). Fuente: Robertson et al; 1986, actualizada por Robertson, 2010.

Los gráficos completos SBT_N normalizados sugeridos por Robertson (1990), incluyen una gráfica adicional con base en los parámetros de presión de poros normalizada, B_q.

- B_q , Razón de presión de poros

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}}$$

Dónde:

q_t : Resistencia a la penetración por punta corregida

U_2 : Presión de poros atrás de la punta del cono

U_0 : Presión de poros de equilibrio (frecuentemente asumida como la presión hidrostática)

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo in situ

σ_{vo} : Esfuerzo vertical in situ

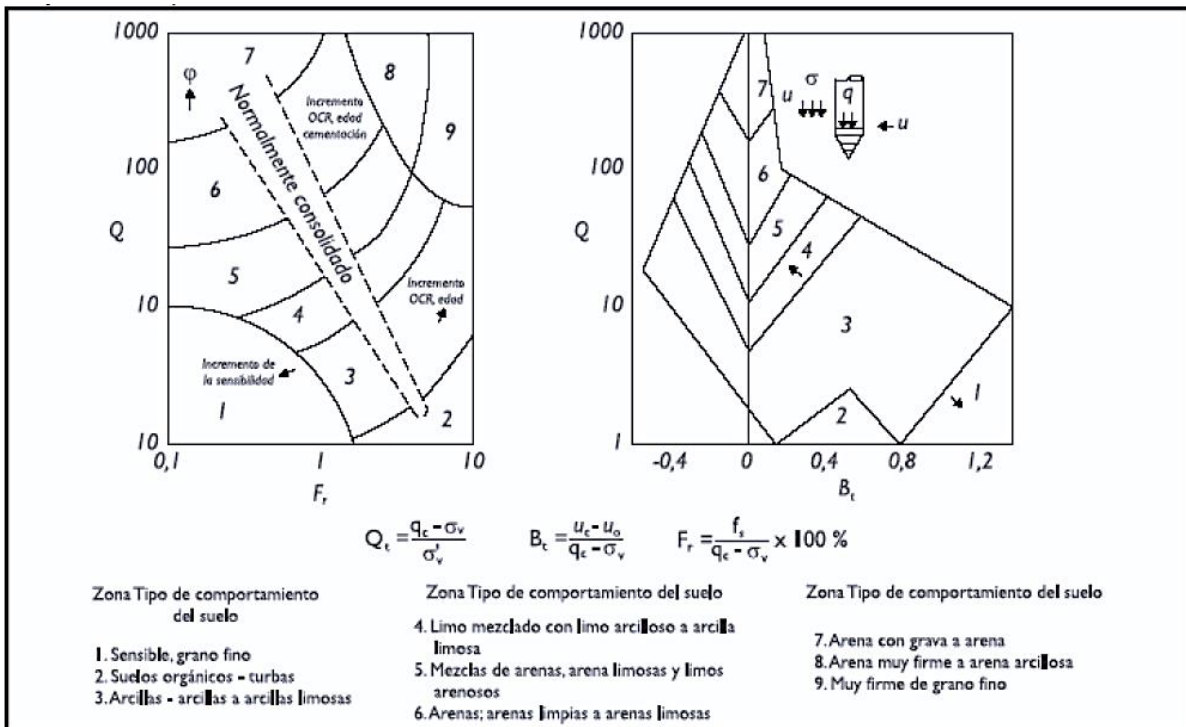


Figura No. 19. Graficas del Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizados (SBTN) Q_t - F_r y Q_t - B_q . Fuente: Robertson, 1990.

La clasificación del tipo de suelo se puede mejorar, si también se recogen datos de presión de poros. En arcillas blandas y limos las presiones de poros debido a la penetración pueden ser muy grandes, mientras que en las arcillas firmes y limos o limos arenosos fuertemente sobreconsolidados o densos las presiones de poros debidas a la penetración pueden ser pequeñas y a veces negativa en relación con las presiones de poros de equilibrio (U_0). La tasa de disipación de la presión de poros durante una pausa en la penetración también puede ser una guía en el tipo de suelo. En suelos arenosos cualquier exceso en la presión de poros se disipa muy rápidamente, mientras que en arcillas la tasa de disipación puede ser muy lenta.

Para simplificar la aplicación de la gráfica de SBTN, los parámetros del cono normalizados Q_t y F_r , pueden ser combinados dentro de un Índice de Comportamiento del tipo de suelo,

Ic, en donde Ic es el radio de los círculos concéntricos que representan los límites entre cada zona del SBT. Ic puede ser definido de la siguiente manera:

$$Ic = ((3,47 - \log(qt))^2 + (\log(Fr) + 1.22)^2)^{0.5}$$

Dónde:

Qt: Resistencia del cono normalizada

Fr: Razón de fricción normalizada

El término Qt representa la simple normalización con un exponente de esfuerzo (n) de 1.0, que se aplica también a los suelos arcillosos. Recientemente, Robertson (2009) sugiere que las gráficas de SBT_N normalizados, se deben utilizar con la resistencia cono normalizado, calculado mediante el uso de un exponente de tensión que varía con el tipo de suelo a través de Ic.

Las fronteras de los tipos de comportamiento del suelo se dan en términos del índice, Ic. El índice del tipo de comportamiento del suelo no se aplica a las zonas 1, 8 y 9. Perfiles del Ic proporcionan una guía sencilla para definir la variación continua del tipo de comportamiento del suelo en un perfil de suelo determinado, basándose en los resultados del CPT. Estudios independientes han demostrado que la gráfica del SBT_N normalizado tiene un porcentaje de confiabilidad mayor al 80% al compararlo con muestras obtenidas en el terreno.

1.2.3.3.2 *Peso unitario del suelo (γ)*

El peso unitario total del suelo (γ) se obtiene mediante la extracción de muestras inalteradas, tubos de pared delgada tipo Shelby y/o pesando un volumen conocido de suelo. Cuando esto no es posible, el peso unitario total puede ser estimado a partir de los resultados de CPT, empleando la Figura No. 20 y la siguiente ecuación (Robertson, 2010):

$$\gamma = \gamma_w * \left[0.27 * \log(Rf) + 0.36 * \log\left(\frac{qt}{pa}\right) + 1.236 \right]$$

Dónde:

Rf: Relación de fricción

qt : Resistencia a la penetración por punta corregida

γ_w : Peso unitario del agua, en las mismas unidades de γ

Pa: Presión atmosférica, en las mismas unidades de qt

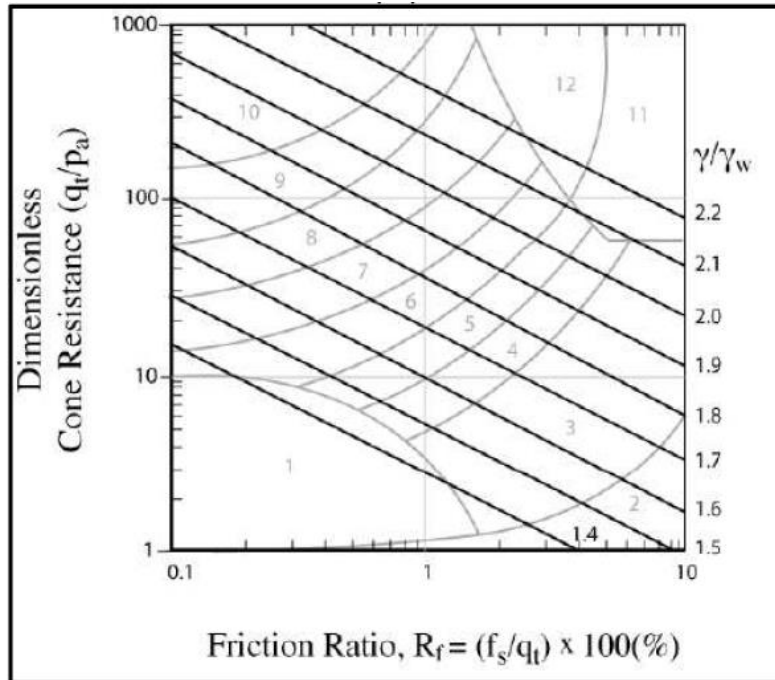


Figura No. 20. Peso Unitario adimensional γ/γ_w , basado en el ensayo de Cono Dinámico CPT. Fuente: Robertson, 2010.

1.2.3.3.3 Resistencia al corte no drenado (S_u)

En el comportamiento de los suelos no existe un solo valor de resistencia al corte no drenado, S_u , ya que la respuesta no drenada del suelo depende de la trayectoria de esfuerzos, la tasa de penetración, la anisotropía del suelo y la historia de esfuerzos. Normalmente la resistencia al corte no drenado en ensayos de compresión triaxial es más alta que en un ensayo de corte directo simple, que a su vez es mayor que ensayos de extensión triaxial ($S_{UTC} > S_{USS} > S_{UTE}$). El valor de S_u para ser utilizado en el análisis depende del problema de diseño. En general, la carga del ensayo de corte simple a menudo representa la resistencia al corte no drenado promedio ($S_{USS} \sim S_{u(ave)}$) sobre una superficie potencial de falla.

Soluciones teóricas han proporcionado alguna información sobre la forma de la relación entre la resistencia del cono y S_u . A continuación se presenta la correlación propuesta por Kulhawy and Mayne (1990) para suelos finos:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{KT}}$$

Dónde:

q_t : Resistencia a la penetración por punta corregida por presión de poros

σ_v : Esfuerzo total vertical in situ

N_{KT} : Factor del cono

Esta ecuación se deriva de la ecuación de capacidad de carga del suelo establecida para el caso de cimentaciones profundas (pilotes), en condiciones no drenadas, donde es aplicable el concepto $\phi' = 0$.

$$Q_p = A_p(cN_c + \gamma d)$$

Dónde:

Q_p : Carga por punta

A_p : Área transversal de la punta

c : Cohesión del material (igual a la resistencia media no drenada del suelo S_u ; aplicando el concepto de $\phi=0$)

N_c : Factor de capacidad de carga (superficie horizontal del elemento que carga)

γ : Peso unitario total del suelo

d : Profundidad de cimentación

γd : Esfuerzo total vertical

Por lo tanto,

$$\frac{Q_p}{A_p} = q_c = S_u * N_c + \sigma_{vo}$$

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_c}$$

Dónde:

$$N_c = N_{kt}$$

En la Figura No. 21 se puede observar el límite aproximado entre un comportamiento drenado y no drenado con base en la gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo; en donde se aprecia que esta división se da aproximadamente entre los suelos finos y los granulares.

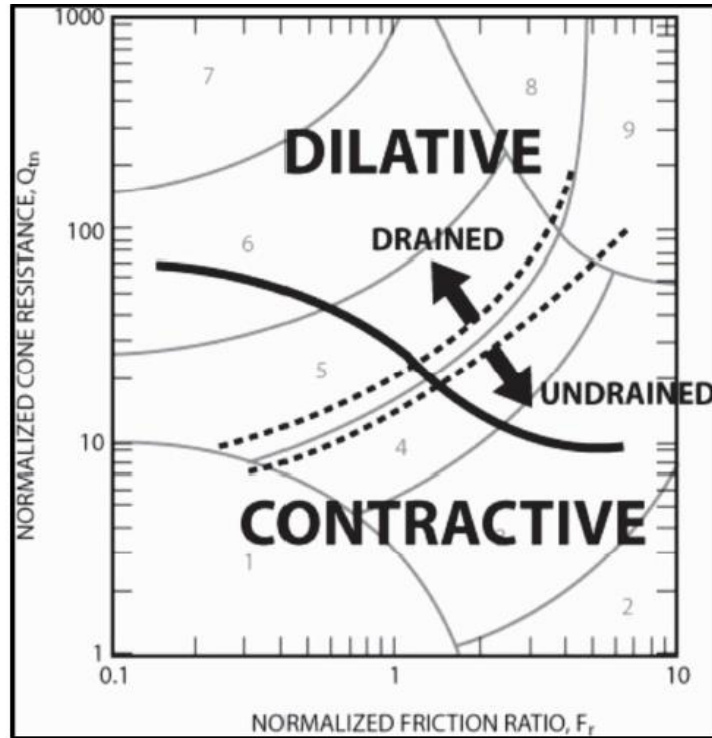


Figura No. 21. Límites aproximados entre el comportamiento drenado y no drenado, respuesta CPT sobre SBTN normalizado en la gráfica Q_{tn}-Fr. Fuente: Robertson, 2010.

Debido a la gran variabilidad que puede tener el factor de cono N_{KT} , a continuación se presentan algunas propuestas para evaluar dicho factor:

Robertson y Gregg Drilling & Testing Inc, exponen que N_{KT} es el factor de cono que a su vez depende de la rigidez, la sensibilidad y OCR del suelo, pero la experiencia en las pruebas realizadas por ellos ha demostrado que la sensibilidad del suelo tiene la mayor influencia. N_{KT} se puede vincular a la sensibilidad del suelo a través de la relación de fricción normalizada, F_r , y puede ser representado aproximadamente por:

$$N_{KT} = 10.5 + 7 \log(F_r)$$

Según Gregg Drilling & Testing (2010), normalmente N_{KT} varía de 10 a 18, con un 14 de media para S_u (promedio). N_{KT} tiende a aumentar cuando crece la plasticidad y a disminuir cuando aumenta la sensibilidad del suelo. Para los depósitos donde se dispone de poca experiencia, la estimación de (S_u) debe realizarse usando la resistencia del cono (qt) y valores de los factores preliminares de cono (N_{KT}) desde 14 hasta 16. Para una estimación más conservadora, se debe seleccionar un valor cercano al límite superior.

Lunne et al., 1997 mostraron que N_{KT} varía con B_q (razón de presión de poros), obteniéndose que N_{KT} disminuye a medida que aumenta B_q y cuando $B_q = 1,0$, N_{KT} puede ser tan bajo como 6.

Larsson y Mulabdic (1991) presentan la siguiente relación para N_{KT} en función del límite líquido:

$$N_{KT} = 13.4 + 6.65 LL$$

En arcillas blandas saturadas, donde hay gran incertidumbre en la determinación de q_t , puede determinarse la resistencia no drenada S_u en función del exceso de presiones de poro Δu , cuando la presión de poros es medida en la posición inmediatamente después de la base del cono, u_2 , a través de la siguiente relación:

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$$

Basado en la teoría de expansión de cavidades, se ha demostrado que $N_{\Delta u}$ varía entre 2 y 20^5 . Investigaciones realizadas sobre arcillas ligeramente sobreconsolidadas, La Rochelle et al. (1988), usando como resistencia de referencia la de veleta de campo no corregida encontró que $N_{\Delta u}$ varía entre 7 y 9. Lunne et al. (1985) encontraron que $N_{\Delta u}$ varía entre 4 y 10, para arcillas del Mar del Norte tomando la resistencia obtenida de ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado como la resistencia de referencia. Basado en este mismo tipo de ensayos para determinar S_u , realizados sobre muestras de bloque, Karlsrud et al. (1996) obtuvieron valores de $N_{\Delta u}$ que varían entre 6 y 8.

Lunne et al. (1997) recomiendan evaluar la resistencia al corte no drenado S_u en suelos cohesivos a partir de los datos de CPTu como sigue:

Para depósitos donde se dispone de poca experiencia, estimar S_u usando la resistencia total del cono (q_t) y los valores de factor del cono preliminares (N_{kt}) de 15 a 20. Para un estimativo más conservador, se debe seleccionar un valor cerca del límite superior. Para arcillas de normalmente a ligeramente sobreconsolidadas N_{kt} puede ser tan bajo como 10 y en arcillas duras fisuradas puede ser tan alto como 30. En arcillas muy blandas donde puede haber un poco de incertidumbre con la exactitud en la medida de (q_t), se debe estimar S_u a partir de los datos de exceso de presión de poros (Δu_2) medida inmediatamente encima del cono usando $N_{\Delta u}$ de 7 a 10. Para un estimativo más conservador, se debe seleccionar un valor cercano al valor superior.

Si existen datos anteriores disponibles del mismo depósito estudiado, deben ajustarse los valores sugeridos para reflejar dicha experiencia. Para proyectos grandes en los que se disponga de datos de campo y laboratorio de alta calidad pueden desarrollarse correlaciones específicas para el sitio, basadas en valores apropiados y confiables de S_u .

1.2.3.3.4 *Resistencia al corte no drenado remoldeada*

La resistencia al corte no drenada remoldeada, se toma como el valor medido de la resistencia a la fricción, en el ensayo CPT. Según Gorman et al., (1975):

$$S_u(\text{remoldeada}) = fs$$

1.2.3.3.5 *Sensibilidad (S_t)*

La sensibilidad (S_t) de una arcilla se define como la relación entre la resistencia al corte no drenado inalterado y la resistencia al corte no drenado remoldeada.

⁵ Lunne et al., 1997

La resistencia al corte no drenada remoldeada ha sido considerada por varios investigadores igual a la resistencia por fuste f_s , de modo que la sensibilidad de una arcilla podría calcularse a través de la siguiente expresión:

$$St = \frac{Su}{Su(Remol)} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{KT}} \frac{1}{f_s} = \frac{7.1}{Fr}$$

Donde la constante varía de aproximadamente 5 a 10, con una media de aproximadamente 7,1. Es similar al valor de 7,5 sugerido por Rad y Lünne (1986) utilizando relación de fricción no normalizada (R_f) y el valor de 7,3 sugerido por Mayne (2007).

Para arcillas relativamente sensibles ($St > 10$), el valor de f_s puede ser muy bajo con dificultades inherentes en la precisión. Por lo tanto, la estimación de la sensibilidad debe ser utilizada como guía solamente.

La prueba de referencia para determinar St es el ensayo de veleta de campo (Chandler 1988), aunque con métodos de laboratorio tales como compresión inconfiada, veleta de laboratorio y el cono de caída se puede estimar este valor.

Como se observa en la Figura No. 22 se evidencia una zona o contorno por la cual los valores de sensibilidad (St) son iguales a la unidad, dentro de la gráfica del Tipo de Comportamiento del Suelo Normalizado, además se pueden percibir las tendencias que tienen la relación de sobreconsolidación (OCR) y la sensibilidad (St).

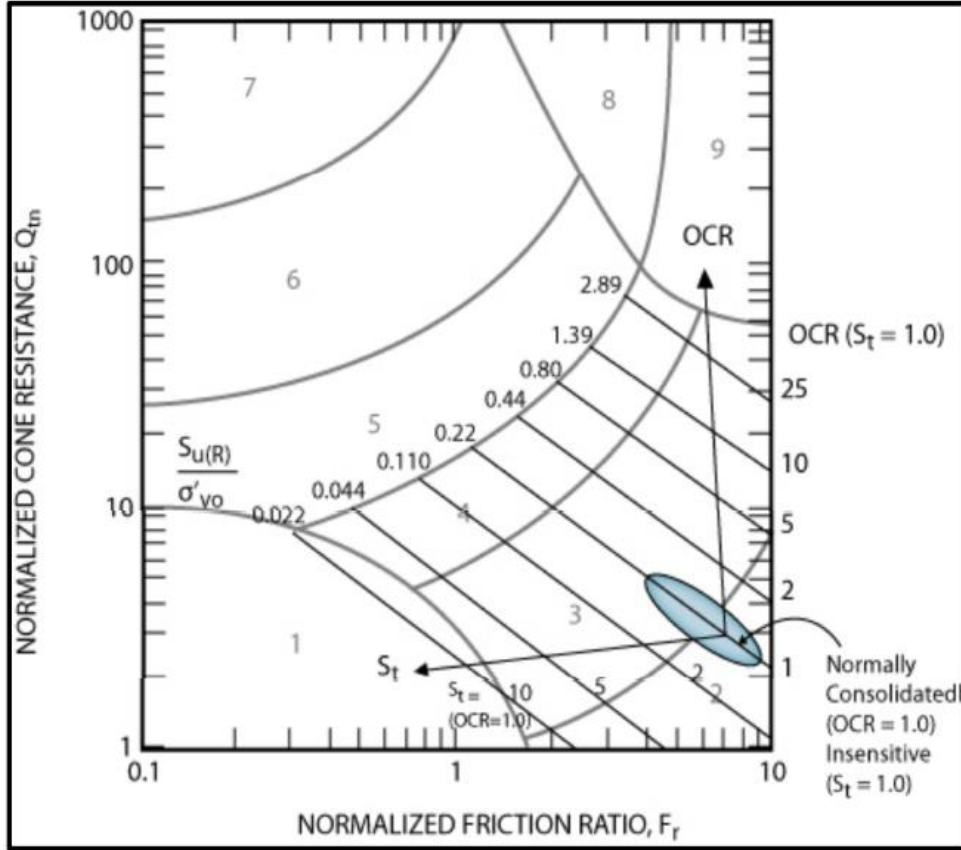


Figura No. 22. Contornos de la relación de resistencia al corte no drenada (S_u (rem)/ s'_{vo}), tendencias en OCR y la sensibilidad del suelo en la gráfica normalizada Q_{tn} - F_r . Fuente: Robertson, 2010.

1.2.3.3.6 Relación de sobreconsolidación (OCR)

La relación de sobreconsolidación (OCR) se define como la relación entre el esfuerzo efectivo de consolidación máximo pasado y el esfuerzo efectivo de la sobrecarga presente.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Para suelos sobreconsolidados, donde el único cambio ha sido la eliminación del esfuerzo de sobrecarga, esta definición es apropiada. Sin embargo, para los suelos cementados o de cierta edad, la OCR puede representar la relación entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo efectivo de sobrecarga actual. El esfuerzo de fluencia dependerá de la dirección y el tipo de carga.

Para arcillas sobreconsolidadas:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{oc} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{nc} (OCR)^{0.8}$$

Basado en lo anterior, Robertson (2009) propone:

$$OCR = 0.25(Q_t)^{1.25}$$

Kulhawy y Mayne (1990) proponen un método simple:

$$OCR = k \frac{(qc - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} = k(Q_t)$$

$$\sigma'_p = k(qt - \sigma_{vo})$$

Un valor medio de $k = 0,33$ se puede suponer, con un intervalo esperado de 0,2 a 0,5. Se recomienda los valores más altos de k en suelos de edades importantes y arcillas sobreconsolidados. Si la experiencia anterior está disponible en los mismos depósitos, los valores de k se deben ajustar para reflejar esta experiencia y proporcionar un perfil más fiable de OCR. Este método más simple es válido para $Q_t < 20$.

Campanella et al (1988) propone establecer la relación de sobreconsolidación OCR en arcillas, a partir de un parámetro de presión de poros conocido como PPD. Al analizar los resultados obtenidos para diferentes sitios con OCR conocidos, se encontró la siguiente correlación:

$$PPD = \frac{u_1 - u_2}{u_0}$$

$$OCR = 0.5 + 1.5PPD; \text{ Para } PPD \leq 10$$

Para proyectos grandes de moderado a alto riesgo, en donde se tengan disponibles ensayos de laboratorio de alta calidad, las correlaciones específicas del sitio deben ser desarrolladas con base en valores consistentes y relevantes de OCR.

1.2.3.3.7 Relación de esfuerzos *in-situ* (K_0)

No existe un método fiable para determinar K_0 a partir de pruebas con CPT. Sin embargo, una estimación se puede hacer en suelos de grano fino, sobre la base de una estimación de OCR.

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron un enfoque similar, usando:

$$K_0 = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

Para suelos finos sobreconsolidados.

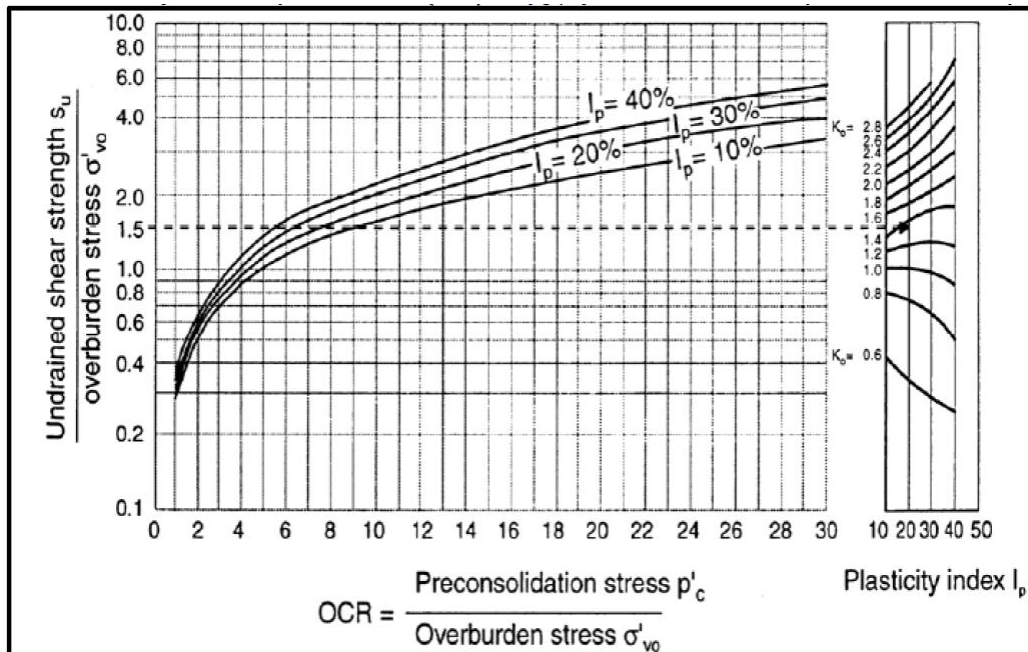


Figura No. 23. OCR y K_o , a partir de (S_u/σ'_{vo}) y el índice de plasticidad, I_p . Fuente: Andresen et al; 1979.

Kulhawy y Mayne (1990) proponen una fórmula para obtener el K_o en suelos arcillosos que depende de la relación de sobreconsolidación OCR:

$$K_o = (1 - \sin \phi') * OCR^{\sin \phi'}$$

1.2.3.3.8 Angulo de fricción interna (ϕ')

La resistencia al corte de los suelos arenosos se expresa en términos de un ángulo de fricción secante pico (ϕ').

Numerosos estudios han sido publicados para evaluar ϕ' a partir de ensayos de CPT en arenas limpias

- Teoría de la capacidad portante
- Teoría de la expansión de cavidades
- Métodos empíricos, basados en pruebas en cámaras de calibración

Avances significativos se han hecho en el proceso del desarrollo de las teorías del modelo de penetración con cono en arenas (Yu y Mitchell, 1998). El modelo de expansión de cavidades es relativamente simple y puede incorporar muchas de las características importantes de la respuesta del suelo. Sin embargo, correlaciones empíricas basadas en los resultados de pruebas de cámaras de calibración y en resultados de campo siguen siendo los más utilizados.

Robertson y Campanella (1983) sugirieron una correlación para estimar el ángulo de fricción pico (ϕ') para arenas cuarzosas no cementadas, sin envejecer y moderadamente

compresibles; basados en resultados de pruebas en cámaras de calibración. Para arenas de mayor grado de compresibilidad (por ejemplo arenas carbonatadas o arenas con alto contenido de mica), el método tenderá a predecir ángulos de fricción bajos.

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left[\frac{qc}{\sigma'_{vo}} \right] + 0.29 \right]$$

Kulhawy y Mayne (1990) sugieren una relación alternativa para arenas cuarzosas limpias, de grano redondeado y sin cohesión; usando datos de campo de alta calidad para evaluar esta correlación.

$$\phi' = 17.6 + 11 * \log \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sqrt{\sigma'_v * \sigma_{atm}}} \right)$$

Dónde:

q_t : Resistencia por punta del cono

σ_v : Esfuerzo vertical total en el punto de análisis

σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo en el punto de análisis

σ_{atm} : Presión atmosférica

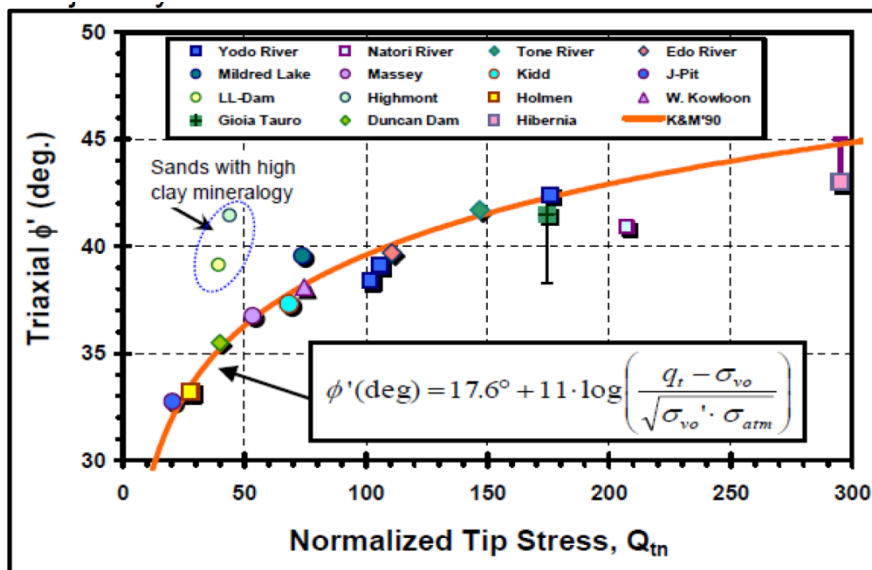


Figura No. 24. Ángulo de fricción, ϕ' , a partir de CPT, para arenas cuarzosas limpias, sin envejecer y no cementadas. Fuente: Después de Mayne, 2006.

Para los suelos de grano fino, la mejor manera de definir el ángulo de fricción efectivo, es a partir de ensayos triaxiales consolidados sobre muestras de alta calidad. Un valor supuesto de ϕ' de 28° para arcillas y 32° para limos, es a menudo suficiente para proyectos pequeños. Alternativamente, con el esfuerzo efectivo y el índice de plasticidad el Instituto Noruego de Tecnología (NTH: Senneset et al, 1989) permite la evaluación aproximada de los parámetros de resistencia al corte (c y ϕ'), a partir de mediciones con piezocono. En un enfoque simplificado para arcillas y limos desde normalmente consolidados hasta altamente sobreconsolidados ($c'=0$), la solución del NTH puede ser

aproximado para los siguientes rangos de parámetros: $20^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$ y $0,1 \leq Bq \leq 1,0$ (Mayne 2006):

$$\phi' (deg) = 29.5^\circ Bq^{0.121} (0.256 + 0.33Bq + \log(Qt))$$

Para suelos sobreconsolidados, materiales fisuradas y arcillas cementadas o estructuradas, lo anterior no proporcionará resultados fiables y debe ser verificado por pruebas de laboratorio.

1.2.3.3.9 *Módulo de Elasticidad (E)*

Los datos obtenidos a partir de ensayos de CPT se pueden utilizar para estimar el módulo en suelos, para su uso posterior en métodos de predicción de soluciones elásticas. Sin embargo, correlaciones entre q_c y módulos de Young (E) son sensibles a la historia de esfuerzos y deformaciones, el envejecimiento y la mineralogía del suelo.

Robertson (2009) propone usar a partir del ensayo de penetración con cono CPT y la resistencia por punta q_t , la correlación para suelos finos, cuya expresión es:

$$E = 8.25(q_t - \sigma_v)$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad

q_t : Resistencia por punta del cono

σ_v : Esfuerzo vertical total en el punto de análisis

También propone la siguiente ecuación que depende del I_c y es más utilizada en suelos arenosos:

$$E_s = (q_t - \sigma_v) * 0,015 * 10^{0,55I_c + 1,68}$$

1.2.3.3.10 *Módulos a partir de Velocidad de Onda de Corte (G₀ y V_s)*

Una ventaja importante del SCPTu es la medición adicional de la velocidad de onda de corte, V_s . La velocidad de onda de corte se mide usando la técnica de downhole, durante las pausas del CPT, resultando un perfil continuo de V_s . La teoría elástica para el módulo de deformación de corte, G_0 puede ser determinado a partir de:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

Dónde: ρ es la densidad de la masa del suelo ($\rho = \gamma/g$).

También se puede obtener por medio de la siguiente ecuación:

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) * 0,0188 * 10^{0,55I_c + 1,68}$$

El Piezocono sísmico, SCPTu, es una técnica fiable y efectiva para determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. El equipo consiste en un módulo de acelerómetros dispuestos sobre un CPTu que permite medir la velocidad de

llegada de las ondas de corte V_s y las ondas de compresión V_p relacionadas con el módulo de corte G_0 y con el módulo confinado M_0 y su densidad.

Diversos estudios han demostrado que la V_s determinada con el SCPTu en suelos normalmente consolidados (NC) es repetible e igual a la determinada a partir de la técnica de cross-hole.

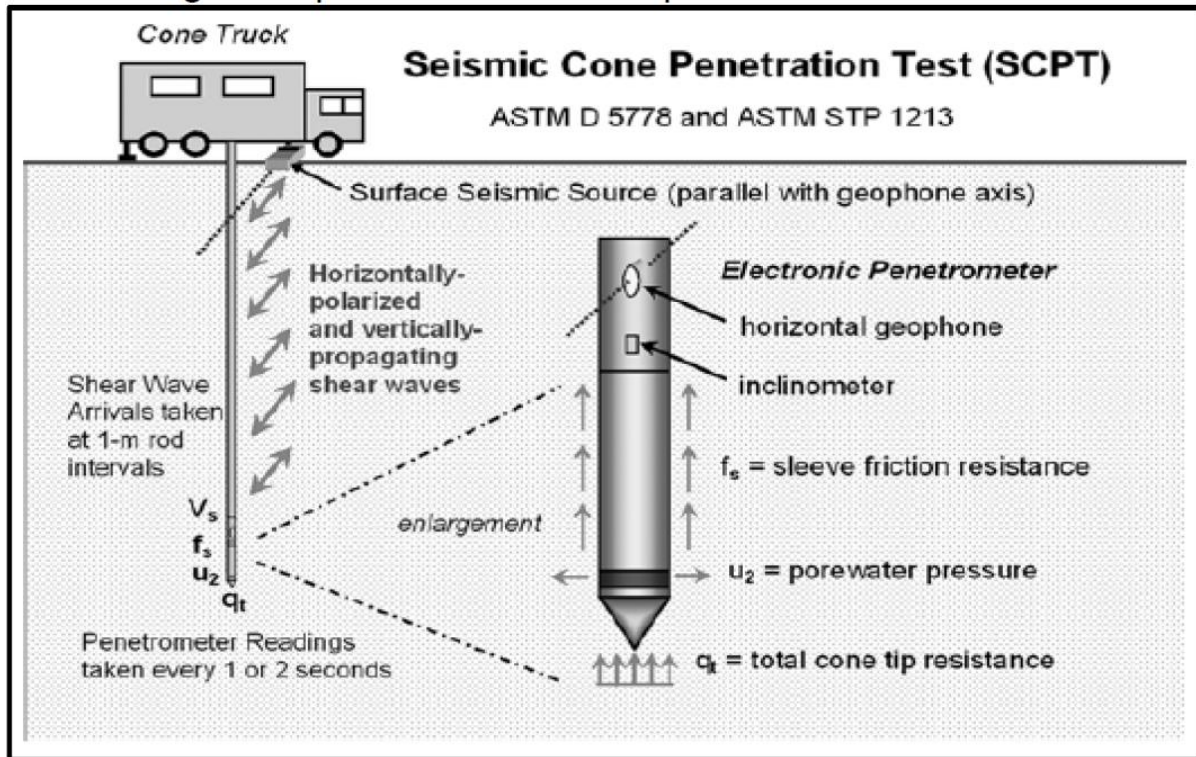


Figura No. 25. SCPTu. Determinación de velocidades de onda. Fuente: National cooperative highway research program, NCHRP; 2007.

Por lo tanto, la adición de la velocidad de onda de corte durante el ensayo de CPT proporciona una medida directa de la rigidez del suelo.

La velocidad de onda de corte puede ser correlacionada con la resistencia del cono a partir de pruebas de CPT, en función de tipo de suelo e I_c . La velocidad de onda de corte es sensible a la edad y la cementación, donde los depósitos anteriores de la misma capa tienen velocidad de onda de corte más alta (es decir, una mayor rigidez) que los depósitos más jóvenes.

En algunos casos puede ser necesario estimar el perfil de velocidades de onda de corte por medio de una correlación empírica, como lo es que el SCPT no esté disponible. Así mismo, dichas correlaciones pueden ser empleadas para comprobar la razonabilidad de las lecturas, V_s , obtenidas por el SCPT⁶.

⁶ Lunne et al 1997.; Schnaid 2005.

Una estimación del perfil de velocidades de onda de corte para todo tipo de suelos se puede hacer usando la aproximación propuesta por Hegazy y Mayne 1995:

$$V_s \left(\frac{m}{s} \right) = [10.1 * \log(q_t) - 11.4]^{1.67} \left[\frac{f_s}{q_t} * 100 \right]^{0.3}$$

Dónde:

Vs: Velocidad de onda de corte

qt : Resistencia por punta del cono en kPa

fs : Medida del manguito de fricción o fricción lateral en kPa

O la aproximación propuesta por el mismo Mayne, 2009:

$$V_s \left(\frac{m}{s} \right) = \left[\frac{G_0}{\rho} \right]^{0.50}$$

La correlación se deriva de una base de datos que incluye arenas, limos y arcillas, así como mezclas de tipos de suelo y por lo tanto es una relación global y no dependiente del tipo de suelo.

1.2.3.3.11 Modulo del CPT (MCPT)

Correlación estimada en función del Índice de Comportamiento del tipo de suelo, Ic.

Si $I_c > 2,20$

a=14 para $Q_{tn} > 14$

a= Q_{tn} para $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = a * (qt - \sigma_v)$$

Si $I_c \leq 2,20$

$$M_{CPT} = (qt - \sigma_v) * 0,0188 * 10^{0,55I_c + 1,68}$$

Dónde:

Ic: Índice de Comportamiento del tipo de suelo

qt : Resistencia por punta del cono

σ_v : Esfuerzo vertical total en el punto de análisis

1.2.3.3.12 Permeabilidad K (m/s)

Según Robertson (2009) la permeabilidad se puede obtener con la siguiente ecuación que depende del Índice de Comportamiento del tipo de suelo, Ic.

Si $1,00 < I_c < 3,27$

$$K = 10^{0,952-3,04Ic}$$

Si $3,27 < Ic \leq 4,00$

$$K = 10^{-4,52-1,37Ic}$$

1.2.3.3.13 Numero de golpes SPT para 30 cm

$$N_{60} = \frac{qc}{pa} * \frac{1}{10^{1,1268-0,2817Ic}}$$

$$N_{1(60)} = Qtn * \frac{1}{10^{1,1268-0,2817Ic}}$$

1.2.3.4 Aplicación para el cálculo de capacidad portante

Los resultados del ensayo de Piezocono se pueden utilizar para calcular la capacidad portante del suelo de una manera aproximada. En suelos granulares la capacidad portante está definida principalmente por el control de los asentamientos; para suelos cohesivos la capacidad portante depende generalmente de la estabilidad a corto plazo y la resistencia al corte no drenado del suelo.

Diferentes autores han basado sus teorías para la capacidad portante en ensayos in-situ, como es el caso del ensayo de penetración estándar (SPT). Pero la confiabilidad de los resultados del ensayo hace que los métodos empíricos den como resultado valores de capacidad muy conservadores.

A diferencia del SPT el ensayo de piezocono sísmico ofrece un enfoque directo para estimar la capacidad de carga a partir de experiencias basadas en proyectos anteriores y con una confiabilidad mayor, además la capacidad se puede obtener en suelos granulares y suelos cohesivos.

1.2.3.4.1 Capacidad de carga en suelos granulares con SCPTu

$$q_f = K_{\phi} q_c(av)$$

Dónde:

$q_c(av)$ = Es el promedio de la resistencia por punta en una profundidad igual al ancho de la zapata. $Z = B$

Eslaamizaad y Robertson (1996) sugirieron utilizar un $K_{\phi} = 0,16$ a $0,30$ dependiendo de la relación B/D y la forma de la zapata. En general, asumir $K_{\phi} = 0,16$ (ver Figura No. 26).

Meyerhof (1956) sugirió $K_{\phi} = 0,30$, sin embargo, generalmente la capacidad portante en suelos granulares estará controlada por los asentamientos.

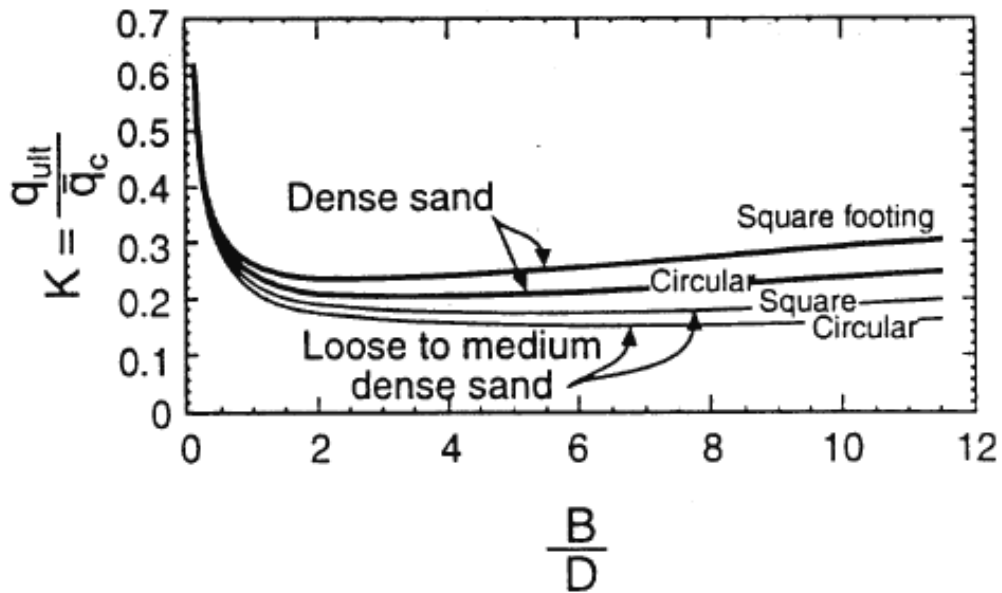


Figura No. 26. Correlación entre la capacidad de carga en suelos sin cohesión y la resistencia de cono promedio. Fuente: (Eslaamizaad y Robertson, 1996)

1.2.3.4.2 Capacidad de carga en suelos cohesivos con $SCPT_u$

$$q_f = K_{su} q_c(av) + \gamma Df$$

$K_{su} = 0,30$ a 0.60 , dependiendo de la relación B/D , la forma de la zapata, la relación de sobreconsolidación y la sensibilidad. En general, asumir $K_{su} = 0,30$ para arcillas.

Para ambos métodos la capacidad de carga admisible se obtendrá dividiendo el resultado en un factor de seguridad $FS=3.0$

En casos donde no se cuente con bastante información se debe utilizar un FS alto para tener en cuenta las limitaciones de la teoría, la subestimación de las cargas, la sobreestimación de la resistencia del suelo, y mantener los asentamientos pequeños.

1.2.3.5 Aplicación para el cálculo de capacidad de carga en pilotes

El ensayo de Piezocono es considerado como una gran herramienta para obtener parámetros confiables en el diseño de pilotes, esto debido a que la resistencia por punta y por fricción es medida cada 2,0 cm en el ensayo. A continuación se presenta como a partir de pruebas con CPTu se puede calcular la capacidad de carga para pilotes.

El análisis de pilotes se puede lograr utilizando los principios de la mecánica de suelos, es decir, por medio de mediciones "indirectas" del CPTu, como lo son: S_u , K_0 , $\tan \phi'$, factor α y/o el factor β ; o por métodos "directos" del CPTu, mediante el cual las lecturas medidas se escalan, para la evaluación pilotes de tamaño real.

En la siguiente figura se pueden apreciar los dos conceptos mencionados.

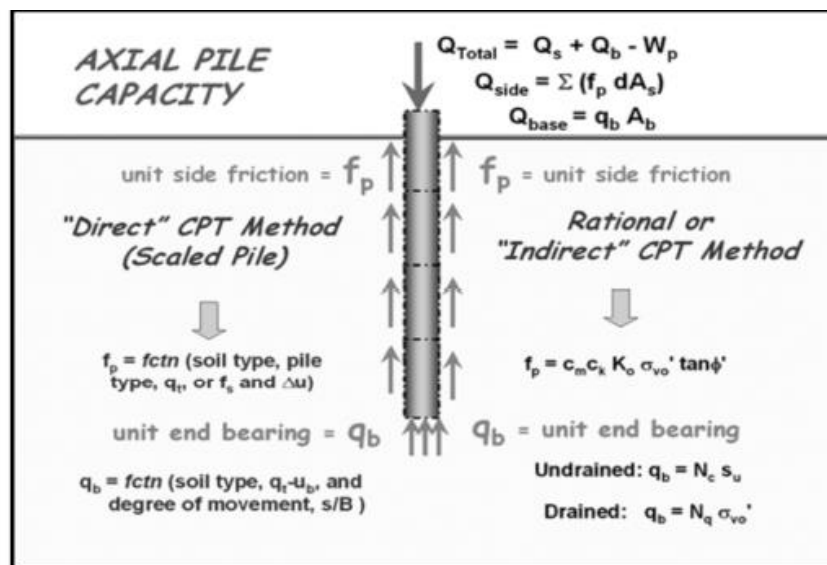


Figura No. 27. Método "directo" del CPTu Vs método racional o "indirecto" del CPTu para evaluar la capacidad de carga axial en un pilote. Fuente: National cooperative highway research program, NCHRP; 2007.

Varios procedimientos "directos" a partir de pruebas de CPTu se encuentran en la literatura, como lo son: el del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC), Norwegian Geotechnical Research Institute-Building Establishment (BRENGI), Politécnico di Torino, Unicone, y métodos Takesue.

En el presente trabajo de maestría se desarrolla el análisis por dos metodologías, las propuestas por el Unicone y por el (BRE-ING), las cuales se describen a continuación.

Una aproximación empírica para pilotes hincados en arcilla ha sido desarrollada conjuntamente por el NGI, Oslo, y BRE, Londres. Este método usa la resistencia total del cono. Almeida et al. (1996) relaciona la resistencia lateral de un pilote hincado en arcillas con la resistencia total en la punta del cono.

En una forma actualizada dada por Powell y otros. (2001), la componente de fricción en arcillas se obtiene a partir de:

$$f_p = \frac{q_t - \sigma_v}{10,5 + 13,3 \text{Log}(\sigma_v)}$$

Mientras que la componente de capacidad por punta se obtiene por medio de la ecuación:

$$q_p = \frac{q_t - \sigma_v}{k_2}$$

Dónde:

q_t : Resistencia por punta del cono

σ_v : Esfuerzo vertical total en el punto de análisis

k_2 : $N_{kt}/9$; y se toma como apropiado un valor de $N_{kt} = 14$ para pilotes en arcillas intactas de consistencia blanda a firme.

El método de Unicone, para pilotes pre-excavados, generalizado a materiales tipo arcillas, limos y arenas fue propuesto por Eslami y Fellenius (1997, 2006); basados en 106 pruebas de carga para fundaciones con pilotes hincados y pre-excavados. El método utiliza las tres lecturas piezocono (q_t , f_s , y u_2). En este enfoque los suelos se clasifican en una de las cinco zonas de SBT en función de la resistencia efectiva del cono ($q_E = q_t - u_2$) y la resistencia por fricción (f_s) de acuerdo con la Figura No. 28.

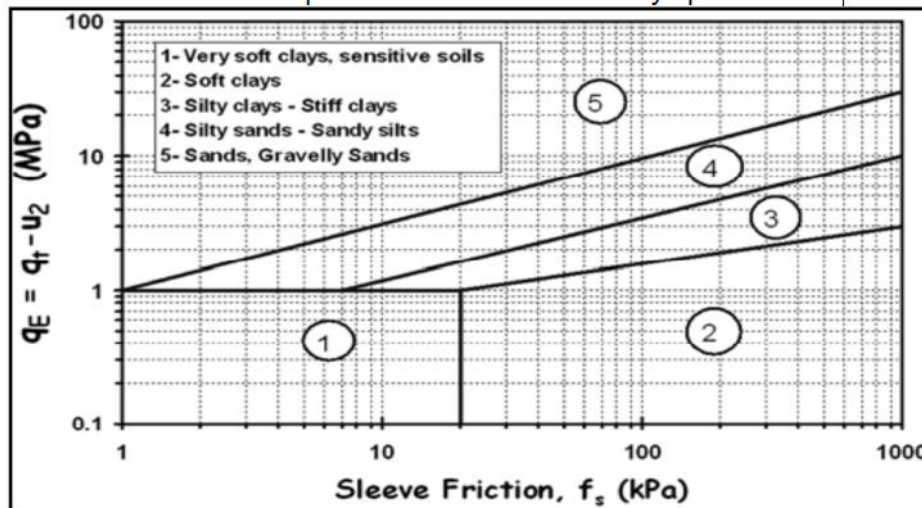


Figura No. 28. Carta Unicone para determinar el número y tipo de suelo. Fuente: Eslami y Fellenius; 1997, 2006.

La componente de fricción se haya para cada capa de análisis del pilote por medio de la ecuación:

$$f_p = C_{SE} q_E$$

Dónde:

$$q_E = q_t - u^2$$

C_{SE} = Factor de sitio aplicado para el coeficiente de fricción.

Tabla No. 4. Método Unicone para asignar el coeficiente de fricción.

Zona No.	Tipo de Suelo	Factor de Sitio, CSE
1	Suelos blandos sensitivos	0.08
2	Suelos blandos arcillosos y limosos	0.05
3	Suelos duros arcillosos y limosos	0.025
4	Mezclas de arenas limosas	0.01
5	Arenas	0.004

Fuente: Eslami y Fellenius; 1997, 2006.

La resistencia por punta se puede obtener de la resistencia del cono por debajo de la punta del pilote:

$$q_p = C_{te} q_E$$

Donde C_{te} es el coeficiente de correlación en la punta, generalmente tomado igual a 1. Si el registro CPT indica altos picos y la variabilidad en el perfil de la resistencia efectiva del cono, Eslami y Fellenius recomiendan usar un promedio geométrico de las lecturas de q_E .

1.2.3.6 Propuestas empíricas utilizadas en el presente proyecto de grado para estimar los parámetros del suelo a partir del ensayo de Piezocono Sísmico – SCPTu

En la siguiente tabla se presentan las propuestas empíricas de algunos autores y que además fueron utilizadas en este proyecto.

Tabla No. 5. Propuestas empíricas utilizadas

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Peso unitario del suelo (γ_t)	$\gamma = \gamma_w * \left[0.27 * \log(Rf) + 0.36 * \log\left(\frac{qt}{pa}\right) + 1.236 \right]$	Propuesta por Robertson (2010)
Resistencia al corte no drenado (Su)	$Su = \frac{qt - \sigma_{vo}}{N_{KT}}$	Propuesta por Kulhawy and Mayne (1990) para suelos finos
Factor del cono (N_{KT})	$N_{KT} = 10.5 + 7 \log(Fr)$	Propuesta por Gregg Drilling & Testing (2010), normalmente NKT varía de 10 a 18, con un 14 de media para Su (promedio).
Índice de comportamiento del suelo (Ic)	$Ic = ((3,47 - \log(qt))^2 + (\log(Fr) + 1.22)^2)^{0.5}$	Propuesta por Davis (1991), modificada por Robertson (1986), y actualizada por Robertson (2009)
Resistencia al corte no drenado remoldeada (Su-Rem)	$Su(\text{remoldeada}) = fs$	Propuesta por Gorman y otros (1975)
Sensibilidad (St)	$St = \frac{Su}{Su(\text{Remol})} = \frac{qt - \sigma_v}{N_{KT}} \frac{1}{fs} = \frac{7.1}{Fr}$	Relación entre la resistencia al corte no drenado inalterado y la resistencia al corte no drenado remoldeada. (Mayne, 2007)

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Relación de sobreconsolidación (OCR)	$OCR = K_{OCR} * Qtn$ $K_{OCR} = 0,2 \text{ y } 0,5 \text{ con un promedio de } 0,33$ $OCR = 0.25(Qt)^{1.25}$	<p>Kulhawy y Mayne (1990) para $Qt < 20$</p> <p>Robertson (2009), para $Qt > 20$</p>
Relación de esfuerzos in-situ (k_0)	$K_0 = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$ $K_0 = (1 - \sin \phi') * OCR^{\sin \phi'}$	Kulhawy y Mayne (1990)
Angulo de fricción interna (ϕ')	$\phi' = 17.6 + 11 * \log(Qtn)$ $\phi' (deg) = 29.5^\circ Bq^{0.121} (0.256 + 0.33Bq + \log(Qt))$	<p>Propuesta por Kulhawy y Mayne, 1990</p> <p>Mayne, 2006</p>
Módulo de elasticidad (E)	$E = 8.25(q_t - \sigma_v)$ $Es = (qt - \sigma v) * 0,015 * 10^{0,55Ic+1,68}$	Robertson (2009)
Módulo de corte máximo (G _{máx})	$G_0 = \rho V_s^2$ $G_0 = (qt - \sigma v) * 0,0188 * 10^{0,55Ic+1,68}$	<p>A partir de ondas de corte, V_s</p> <p>A partir del I_c</p>

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Velocidad de onda de corte, (Vs)	$V_s \left(\frac{m}{s} \right) = [10.1 * \log(q_t) - 11.4]^{1.67} \left[\frac{f_s}{q_t} * 100 \right]^{0.3}$ $V_s \left(\frac{m}{s} \right) = \left[\frac{Go}{\rho} \right]^{0.50}$	Hegazy y Mayne (1995). Mayne, 2009
Modulo del CPT (MCPT)	<p>Si $I_c > 2,20$</p> <p>$a=14$ para $Q_{tn}>14$</p> <p>$a=Q_{tn}$ para $Q_{tn}\leq 14$</p> $M_{CPT} = a * (q_t - \sigma_v)$ <p>Si $I_c \leq 2,20$</p> $M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) * 0,0188 * 10^{0,55I_c+1,68}$	Robertson, 2009
Permeabilidad (K)	<p>Si $1,00 < I_c < 3,27$</p> $K = 10^{0,952-3,04I_c}$ <p>Si $3,27 < I_c \leq 4,00$</p> $K = 10^{-4,52-1,37I_c}$	Robertson, 2009
NSPT para 30 cm	$N_{60} = \frac{qc}{pa} * \frac{1}{10^{1,1268-0,2817I_c}}$ $N_{1(60)} = Q_{tn} * \frac{1}{10^{1,1268-0,2817I_c}}$	Robertson, 2009

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Capacidad Portante del suelo (Arcillas)	$q_f = K_{su} q_c(av) + \gamma Df$	Eslaamizaad y Robertson, 1996
Componente por fricción en pilotes	$f_p = \frac{q_t - \sigma_v}{10,5 + 13,3 \text{Log}(\sigma_v)}$	Powell y otros (2001); método BRE-NGI
Componente por punta en pilotes	$q_p = \frac{q_t - \sigma_v}{k_2}$	Powell y otros (2001); método BRE-NGI
Componente por fricción en pilotes	$f_p = C_{SE} q_E$	Eslami y Fellenius; 1997,2006.; Método Unicone
Componente por punta en pilotes	$q_p = C_{te} q_E$	Eslami y Fellenius; 1997,2006.; Método Unicone

Fuente: Propia, 2016.

1.2.4 Métodos indirectos de exploración

1.2.4.1 Prospección geofísica por refracción sísmica

Los equipos utilizados son geófonos (en tierra) o hidrófonos (en agua), cables, martillo o explosivos y receptor de señales.

Esta técnica está basada en la propagación de ondas en masas de suelo y roca, y particularmente, en la refracción que se presenta en la interface entre un estrato y otro estrato subyacente más rígido. Este método indirecto de prospección se basa en los tiempos de llegada de la primera onda a diferentes sitios de recepción llamados geófonos. Para que este sistema de prospección funcione se requiere que las capas del suelo aumenten en rigidez con la profundidad.

En ríos y en el mar se emplean los hidrófonos, los cuales van dispuestos en serie a lo largo de una línea. Generalmente son flotantes, en ciertas circunstancias especiales pueden instalarse en el fondo del mar o de un río.

Por lo general la longitud total de la línea de geófonos o hidrófonos debe ser tres veces la profundidad que se quiere prospectar, incluida la lámina de agua como primera capa o estrato.

En algunas circunstancias la explosión se hace dentro del agua en el fondo de un río y se leen las señales de llegada en geófonos instalados en tierra en una y otra orilla del río.

La geofísica por refracción es muy útil para complementar la exploración de suelos, ayudando a interpretar información entre dos sitios de perforación o de sondeo, cubriéndose grandes longitudes en forma económica y rápida.

Esta técnica no detecta estratos cuya rigidez sea menor que la del estrato suprayacente.

Tipo de suelo o roca	Velocidad de las ondas P	
	m/s	pies/s
<i>Suelo</i>		
Arena, limo seco y suelo superior de grano fino	200-1,000	650-3,300
Aluvial	500-2,000	1,650-6,600
Arcillas compactas, grava arcillosa y arena arcillosa densa	1,000-2,500	3,300-8,200
Loess	250-750	800-2,450
<i>Roca</i>		
Pizarra y esquisto	2,500-5,000	8,200-16,400
Arenisca	1,500-5,000	4,900-16,400
Granito	4,000-6,000	13,100-19,700
Caliza sana	5,000-10,000	16,400-32,800

Figura No. 29. Rango de velocidades de onda P, en diferentes suelos y rocas. Fuente: Adaptado de Arango I, (1980), "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos" Segundo seminario Colombiano de geotecnia. Bogotá.

1.2.4.2 Prospección geofísica por reflexión sísmica

Equipos utilizados, geófonos o hidrófonos, cables, explosivos y receptor de señales.

Esta técnica se basa en la reflexión de ondas de cuerpo en la interfase entre dos estratos de diferente rigidez.

Tiene mayor alcance y da mayor precisión que el método de la refracción sísmica. Sin embargo, requiere un mayor número de explosiones y, por lo tanto, de lecturas. Como no se basa en el tiempo de llegada de la primera onda a cada sitio de recepción, se requiere de métodos de interpretación mucho más avanzados que los utilizados en el caso de la refracción sísmica. Es el método geofísico que más se utiliza en exploraciones petroleras.

1.2.4.2.1 Ensayo tipo Remi

La técnica de refracción de microtremores (ReMi) utiliza tendido y equipo para registro similar al de la prueba de refracción sísmica, pero se analizan las ondas con una técnica que permite separar las ondas Rayleigh de otras ondas elásticas y finalmente determina la variación de velocidad de onda de corte (V_s) a profundidad.

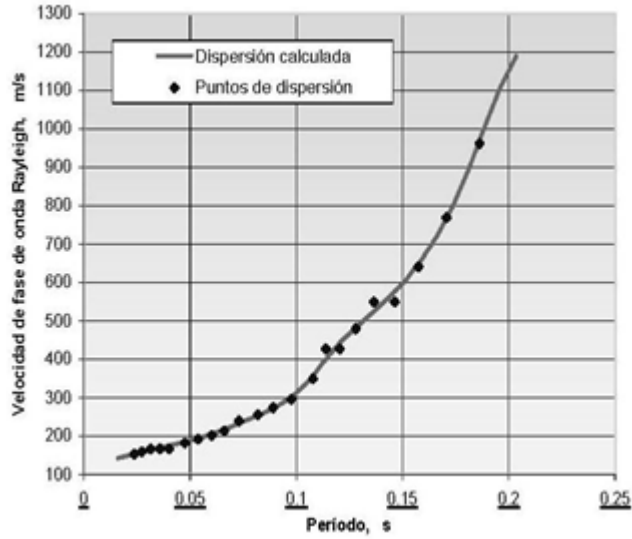
Para la realización de la prueba ReMi se coloca un tendido superficial lineal con 12 o más geófonos, el registro de la vibración se realiza con un sismógrafo digital, y se registra tanto vibración ambiental (microtremores) como vibración inducida (impactos, vehículo en circulación, etc.).

A diferencia de la prueba tradicional de refracción sísmica, ReMi puede usarse sin problemas en ambientes urbanos y es capaz de detectar estratos blandos entre estratos con rigideces mayores, mientras que refracción sísmica sólo puede detectar variación de rigideces progresivamente mayores.

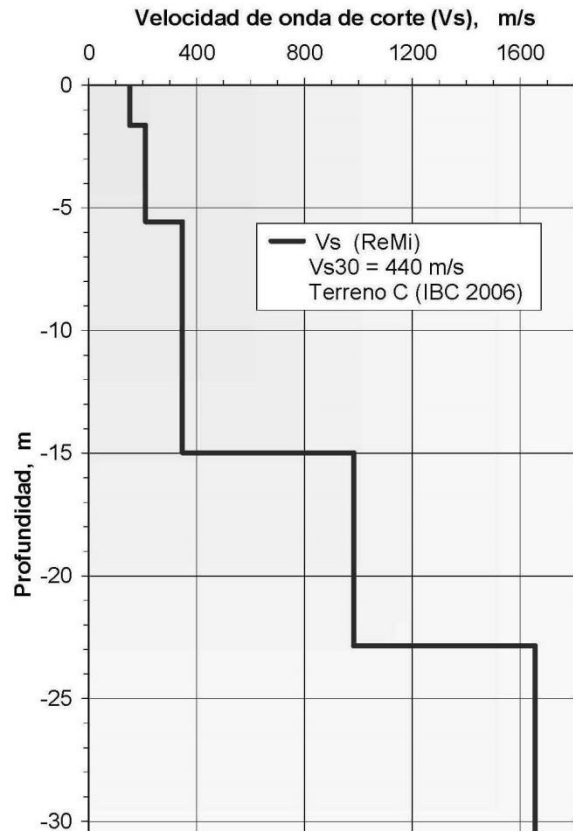
Una vez realizado el registro en campo, el primer paso del análisis ReMi consiste en generar un espectro de velocidad de frecuencias contra tardanzas (inverso de la velocidad), llamado espectro p-f, como se ilustra en la Figura No. 30 (a). En este espectro p-f se detecta con facilidad el primer modo de vibrar de las ondas Rayleigh, que es un trazo que va de la esquina superior izquierda de la gráfica hacia la inferior derecha. Después del espectro p-f el segundo paso consiste en determinar la gráfica de períodos contra velocidad de fase de onda Rayleigh (Figura No. 30 (b)). Finalmente, mediante un modelo interactivo con la gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh se traza la curva de dispersión y con ella se establecen los espesores de los diferentes estratos y la velocidad de onda de corte (V_s), como se puede ver en la Figura No. 30 (c).



(a)



(b)



(c)

Figura No. 30. Tres pasos consecutivos del método ReMi: (a) Espectro de velocidad (p-f), (b) Gráfica período-velocidad de fase de onda Rayleigh con la curva de dispersión y (c) Perfil de velocidad de onda de corte (VS) contra profundidad obtenido a partir de la curva de dispersión.

1.2.4.3 Medición de ondas superficiales

Los métodos de ondas superficiales son de naturaleza no intrusivos, miden directamente la longitud de la onda Rayleigh.

Los métodos más utilizados son:

- SASW (Análisis espectral de la onda superficial)
- MASW (Análisis multicanal de la onda superficial)
- CSW (Onda superficial continua)

Particularmente el conocimiento de la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) en el subsuelo es un parámetro fundamental para poder determinar el comportamiento y respuesta de los geomateriales ante cargas dinámicas como sismos.

1.2.4.3.1 SASW (Análisis espectral de la onda superficial)

El método de SASW utiliza la naturaleza dispersiva de las ondas de superficie tipo Rayleigh que se propagan a través de un material en capas.

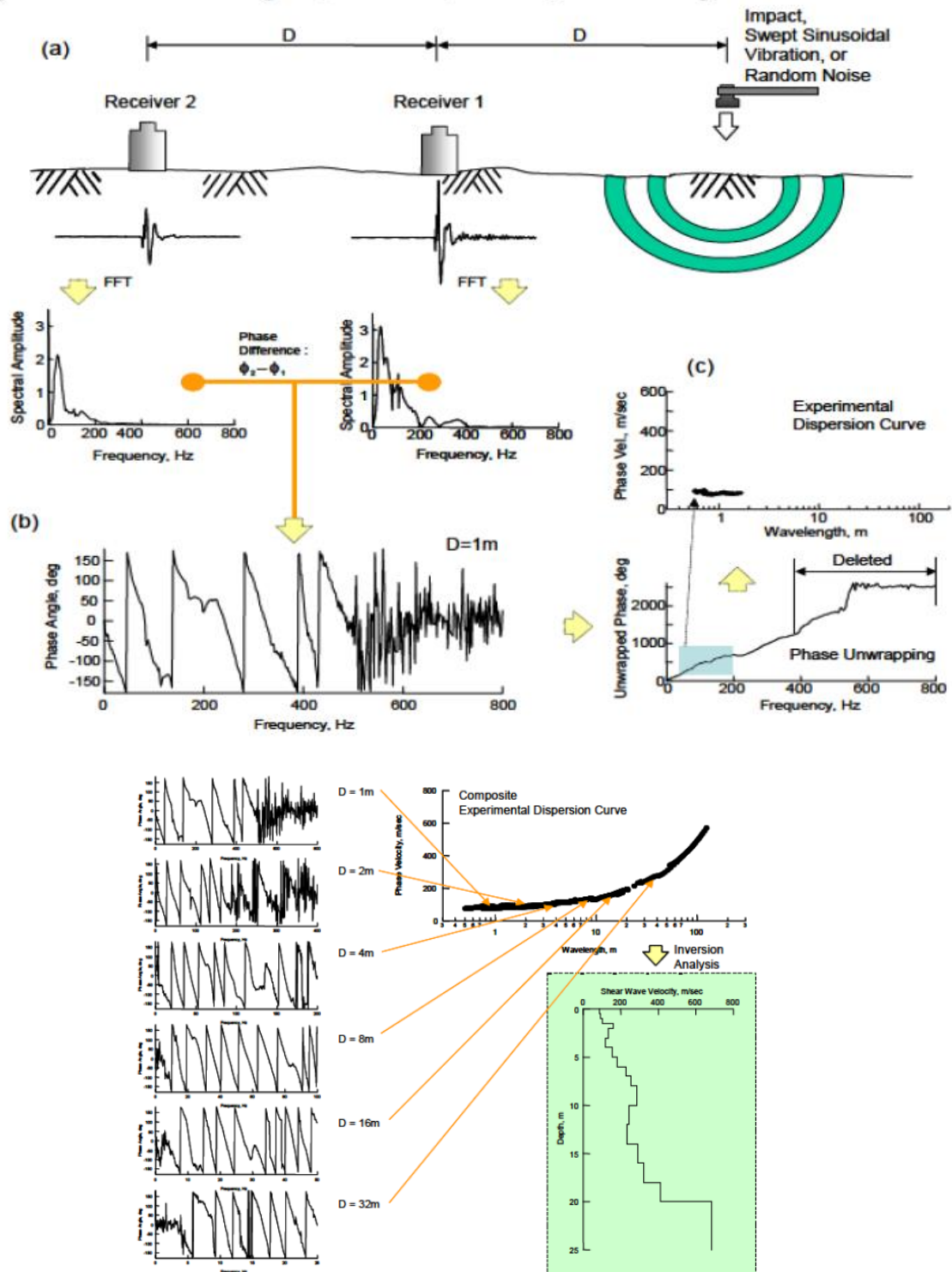


Figura No. 31. Análisis espectral de la onda superficial, método de cálculo de velocidades de fase. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010

1.2.4.3.2 MASW (Análisis multicanal de la onda superficial)

Este procedimiento consiste en registrar las ondas superficiales generadas por el golpeo en el terreno, con un martillo por ejemplo, para luego extraerse la curva de dispersión del modo fundamental y los modos superiores en caso de presentarse, finalmente se invierte esta curva en una sección vertical de cizalla. Todo esto es posible debido a que por lo general las ondas superficiales, producidas en este caso por un martillo, toman alrededor del 70% de la energía sísmica total. Estas ondas se atenúan con la profundidad y se propagan dispersivamente cuando hay variación de la velocidad en los medios de propagación, es por esto que las grandes longitudes de ondas penetran grandes profundidades y las pequeñas longitudes de onda muestran profundidades superficiales.

En la aplicación de este método es conveniente la ayuda del sistema de adquisición del tipo Land Streamer, el cual consisten en un arreglo de geófonos, dispuesto de forma tal que se acoplan al suelo o pavimento para detectar las ondas superficiales, estas ondas describen la variación de la velocidad de corte con respecto a la profundidad, obteniendo el perfil de velocidad de onda de cortante (V_s). El sistema Land Streamer permite obtener un alto rendimiento, esto es debido a que los estudios sísmicos consumen tiempo en el desplazamiento de equipos y protección de cables, además de plantar los geófonos cada vez que se proceda a realizar un perfil.

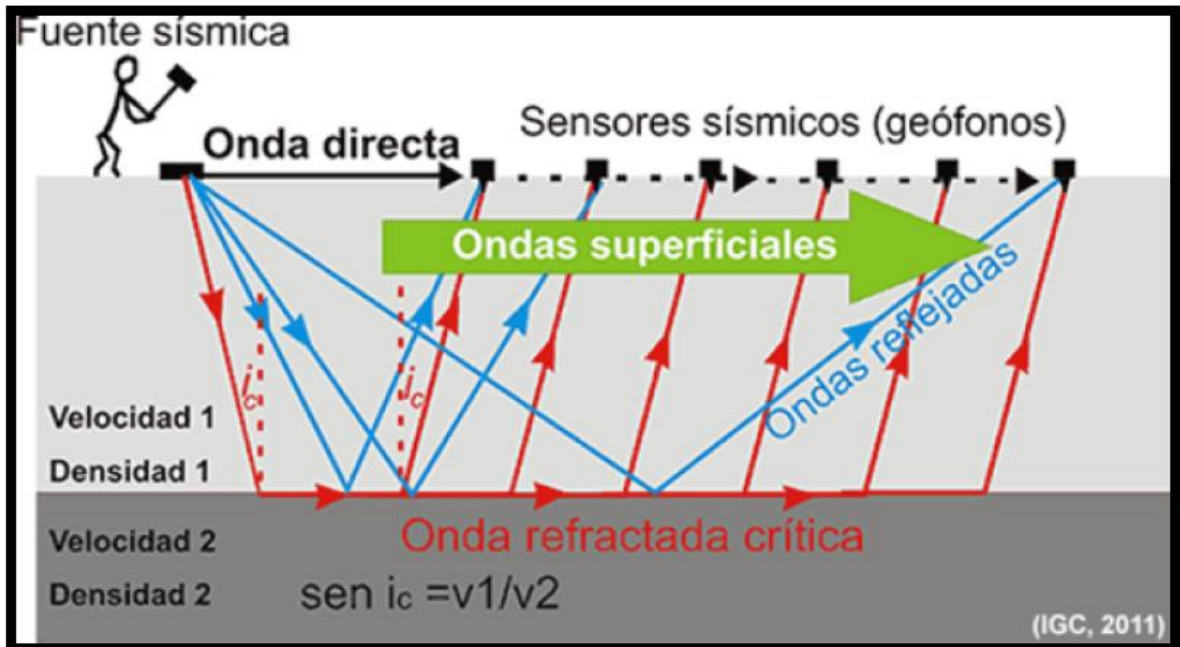


Figura No. 32. Esquema general del proceso de ejecución de líneas sísmicas para análisis MASW. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010

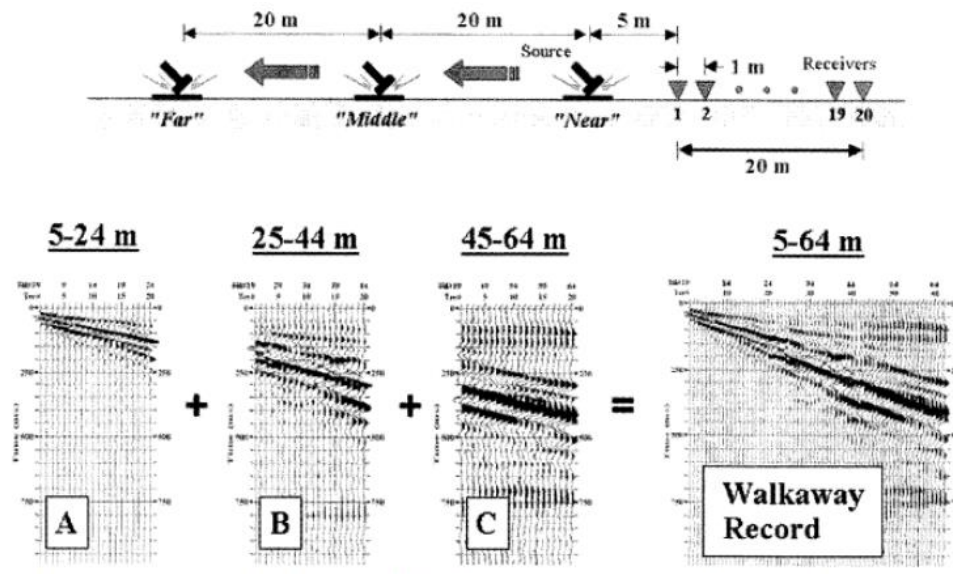


Figura No. 33. Análisis multicanal de la onda superficial, método de medición de varios datos. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010

1.2.4.3.3 CSW (Onda superficial continua)

Método para evaluar la rigidez del subsuelo usando una fuente de vibración y más de cuatro (4) receptores, tiene un control de compactación y la desventaja se presenta cuando se necesitan obtener datos a grandes profundidades debido a que este método solo es utilizado para profundidades intermedias y depende de la frecuencia de vibración de la fuente.

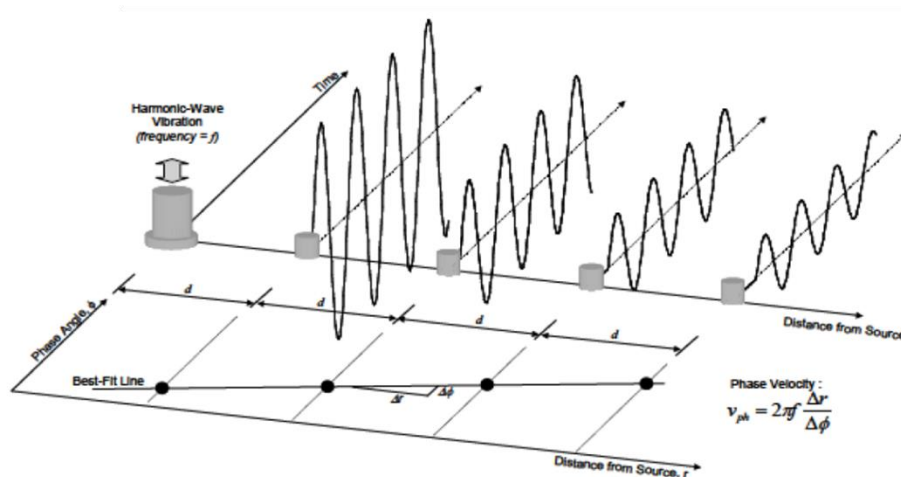


Figura No. 34. Onda superficial continua. Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing 2010

- Las velocidades en cada geófono se transforman del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias empleando la transformada de Fourier.

- El ángulo de fase se determina para cada frecuencia de excitación.
- Si el suelo es homogéneo el ángulo de fase debe aumentar linealmente a medida que se aleja de la fuente.
- Se determina la velocidad de fase y mediante el algoritmo del método SASW puede hallarse el perfil de Vs
- También puede usarse un promedio de ángulos de fase lo que permite automatizar el cálculo del perfil.

1.2.5 Ensayos de geofísica en perforación.

En estudios geotécnicos donde se necesita precisar las características de propagación de ondas en una secuencia de estratos de suelo para desarrollar estudios de efectos locales en análisis sísmicos de respuesta se emplean también métodos geofísicos del tipo Up-Hole, Down-Hole y Cross-Hole.

1.2.5.1 Descripción del ensayo Down-Hole

Existen varios tipos de ensayos de campo para la caracterización dinámica del suelo, pero en este trabajo definiremos el ensayo conocido como Down-Hole.

Este ensayo sísmico utiliza una perforación para medir la velocidad de las ondas sísmicas.

El dispositivo consiste en dos extremos, el primero con la fuente emisora de energía situado en la superficie del terreno y el segundo con el receptor situado a la profundidad de la capa de interés, se realiza con un sistema de generación de ondas (S) en la superficie, o fuente de perturbación, que puede ir desde un fuerte golpe o una explosión, inducida; y es registrada con un geófono (Segundo receptor) ubicado a una profundidad que se va variando dentro del sondeo.

De esta manera se miden la velocidad de propagación de las ondas a través del material o materiales situados entre ambos extremos. Repitiendo el ensayo a distintas profundidades se obtiene un perfil de velocidades vs. Profundidad.

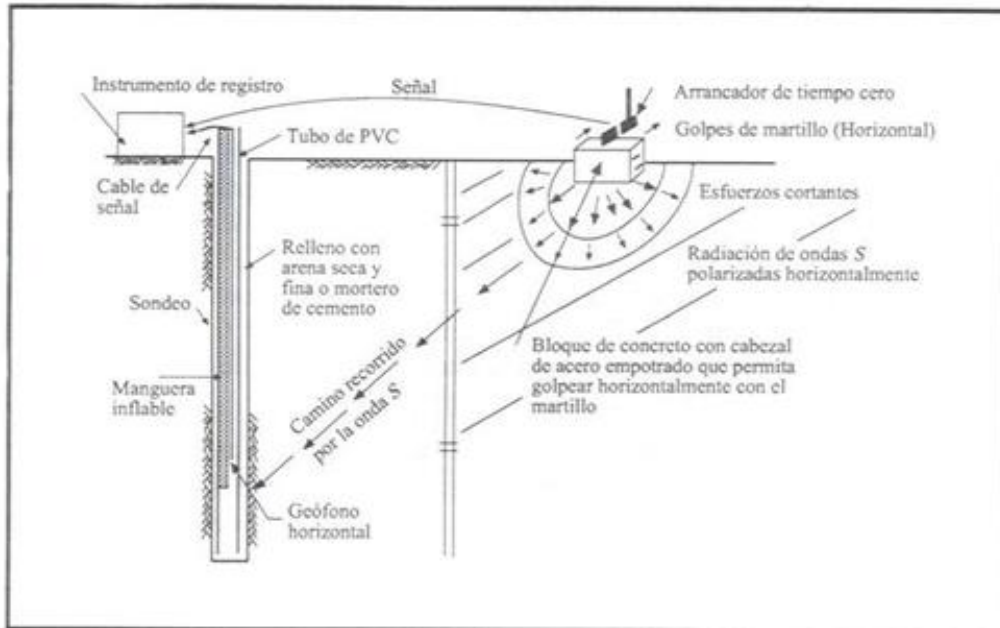


Figura No. 35. Esquema de los componentes del ensayo Down-Hole. Fuente: <http://www.geodatos.cl/downhole.php>

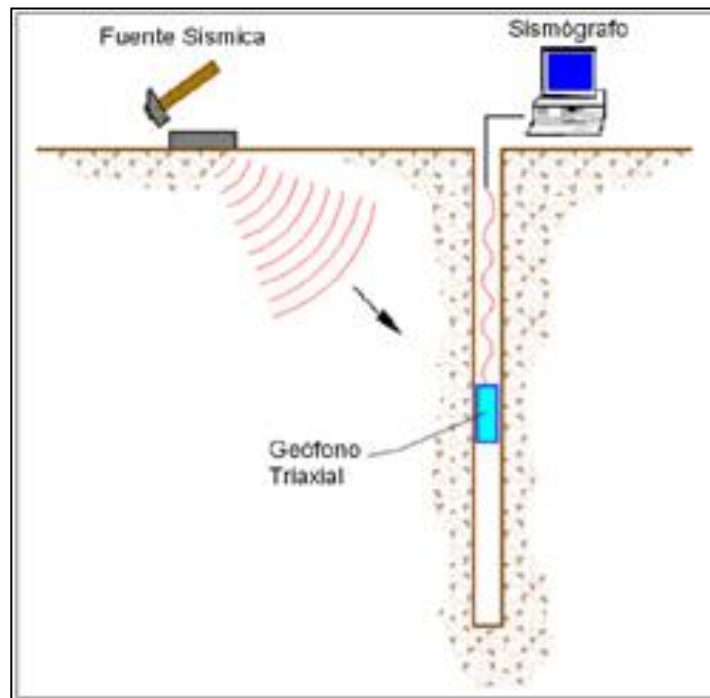


Figura No. 36. Esquema gráfico general del ensayo Down-Hole. Fuente: <http://www.geodatos.cl/downhole.php>

El objetivo del ensayo es tomar medidas de los tiempos de viaje de las ondas sísmicas internas generadas a partir de la energía de la fuente emisora. Se recurre a la representación en una curva de los tiempos de llegada versus la profundidad; el valor

inverso de la pendiente de esta curva representa la velocidad de propagación de la onda sísmica.

El ensayo Down-Hole genera ondas sísmicas de corte S con mayor facilidad que el ensayo Up-Hole y por lo tanto su uso es más frecuente. Con una fuente de ondas SH el ensayo Down-Hole mide las velocidades de onda similares a aquellas que transportaron mayor energía sísmica hacia la superficie del suelo.

Terminada la labor de campo, se genera una gráfica de distancia-tiempo y así se pueden evaluar las velocidades de las ondas S en función de la profundidad. Esta gráfica representa la variación del tiempo de viaje a través del medio y es un promedio de las velocidades particulares de los medios por los que transita.

1.2.5.2 Dificultades y fuentes de error en la Realización del Ensayo

Algunas de las principales dificultades o fuentes de error del ensayo son:

- Equipos que no tienen suficiente resolución en la escala de tiempo, las lecturas se dificultan debido a que la distancia recorrida es muy pequeña donde resulta una atenuación muy baja, Los tiempos para un espacio de interés geotécnico (< 200 m) está dado en milisegundos y su fiabilidad está directamente relacionado con la precisión del equipo receptor.
- La localización de un geófono a cierta profundidad en una perforación llena de agua es una operación delicada puesto que debe introducirse la tubería de ajuste, previamente llena de agua y garantizar, que el espacio exterior de la misma y la pared del sondeo estén comunicadas, mediante el vaciado de una lechada de cemento.
- La profundidad a la cual se obtiene buenos resultados para la interpretación de las velocidades es de 30m a 60m, con fuentes de impulso mecánico y más profundo emplear explosivos como fuente de perturbación.
- El grado de alteración del suelo cuando se realiza el sondeo, posibles efectos de fluidos en el sondeo, excesivo o insuficiente impulso, efectos de ruido sísmico y efectos del nivel freático.
- La expansión geométrica y el amortiguamiento pueden influir en las longitudes de onda y por tanto las velocidades de las ondas S pueden tener una interpretación incorrecta para profundidades superiores a 30-60 m.

1.3 Propiedades dinámicas de los suelos

La caracterización del comportamiento mecánico de los materiales térreos mediante ensayos estáticos, dinámicos de campo y laboratorio tiene como objetivo brindar una interpretación correcta y de manera integral del comportamiento del depósito de suelo. El suelo se modela para establecer el comportamiento a bajas y a altas deformaciones (10^{-5} % y 10% respectivamente) ante las distintas cargas cíclicas.

En la actualidad existe gran variedad de modelos, con los cuales se busca caracterizar las propiedades esfuerzo – deformación de los suelos. En general, el criterio para evaluar el

suelo con determinado modelo debe ser siempre el de considerar un balance entre los requerimientos de rigor desde el punto de vista de la mecánica del medio continuo, los requerimientos reales de las propiedades del suelo desde el punto de vista experimental, así como los requerimientos de simplicidad en la aplicación de modelos computacionales.

Uno de los modelos constitutivos más sencillos y ampliamente utilizados en los métodos de modelación desacoplada es el lineal equivalente. En este modelo el movimiento generado por un evento sísmico produce una carga cíclica rápida la cual genera un comportamiento tenso- deformacional no lineal, el cual corresponde a la curva de histéresis deformación de corte (γ) versus tensión (τ). Las propiedades dinámicas más importantes son el módulo de corte G y la razón de amortiguamiento D .

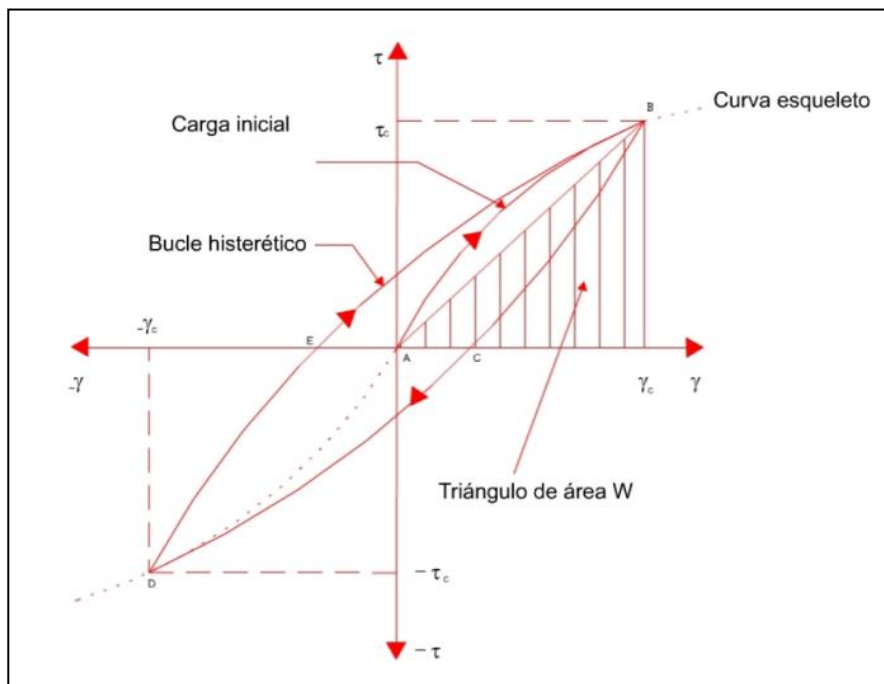


Figura No. 37. Histéresis Esfuerzo – Deformación para diferentes amplitudes de deformación. Fuente: Tomado de Ingeominas (2005) – Análisis y modelación de la respuesta sísmica local del subsuelo en Santiago de Cali

El módulo de corte es normalmente definido como la pendiente de la línea secante que conecta el punto extremo del ciclo de histéresis para una deformación cortante como se muestra en la Figura No. 37. La relación de amortiguamiento D , es calculada a partir de la energía disipada, W_d , versus la energía de deformación elástica, W_s y se calcula de la siguiente manera:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{Loop}}{G\gamma^2}$$

Para pequeños esfuerzos de carga cíclica (menor a 0.0004%) el deslizamiento de los contactos de las partículas es despreciable y la respuesta del suelo se debe principalmente a la deformación elástica entre los contactos de las partículas el

correspondiente módulo de cortante elástico es llamado G_{max} y en la modelación contribuye a la definición de la elasticidad del suelo

Esfuerzos grandes implican deslizamientos significativos en los contactos de las partículas y posiblemente un acomodamiento de las partículas, además de la deformación elástica de las partículas constituye un comportamiento elasto-plástico. Cuando el comportamiento del suelo es modelado mediante un comportamiento elasto-plástico el suelo se modela mediante las curvas de reducción de módulo de cortante

La manera de representar este modelo constitutivo es mediante las llamadas curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento tal y como se muestra en la Figura No. 38

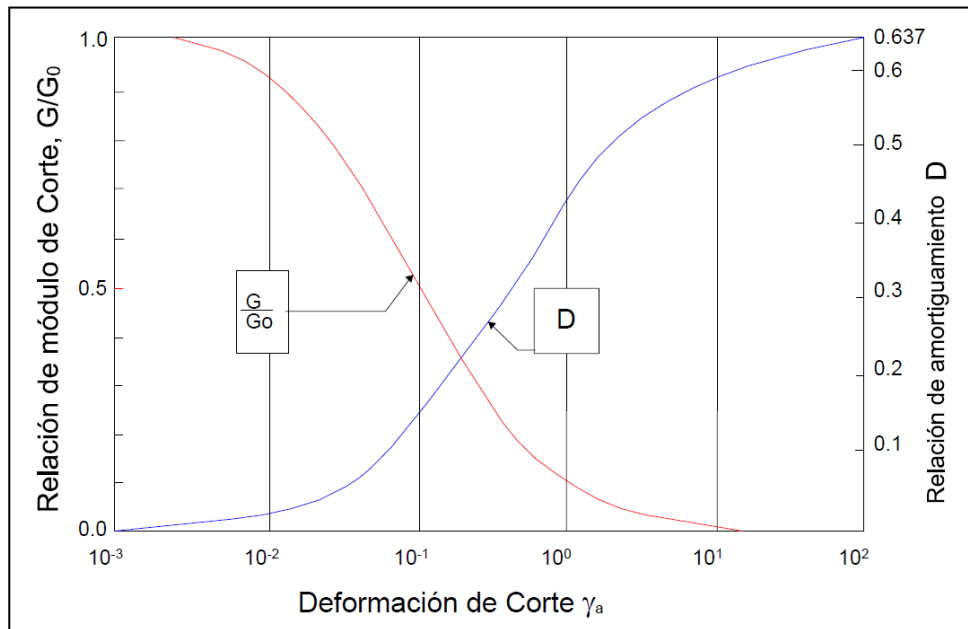


Figura No. 38. Curva de degradación del módulo de corte y amortiguamiento. Fuente: Tomado de Ingeominas (2005) – Análisis y modelación de la respuesta sísmica local del subsuelo en Santiago de Cali

1.3.1 Factores que influyen en la forma de las curvas de degradación de modulo y amortiguamiento

El comportamiento dinámico de los suelos se idealiza mediante las curvas de degradación de modulo (G/G_{max} Vs γ) y de amortiguamiento (D Vs γ) con respecto a la deformación. Las curvas varían de acuerdo al tipo de suelo que se tenga, para un mismo tipo de suelo las curvas varían de acuerdo a los parámetros que se tengan de dicho suelo

A lo largo del tiempo distintos investigadores han generado curvas del comportamiento dinámico de distintos suelos en función de parámetros claves como los que se mencionan en la Figura No. 39

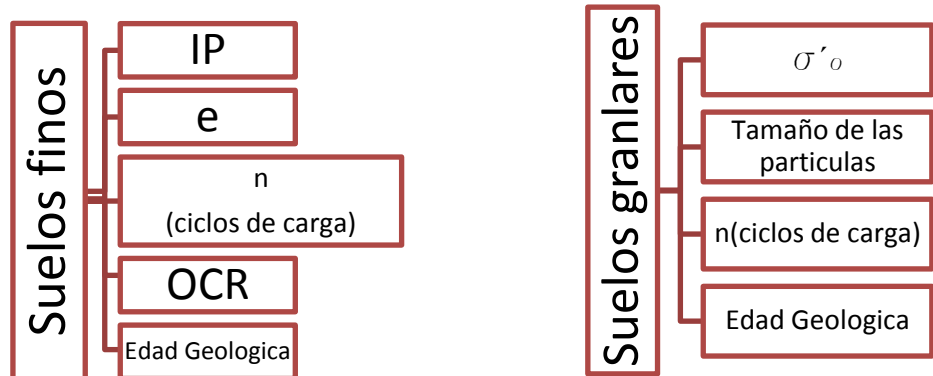


Figura No. 39. Factores principales que influyen en las curvas del comportamiento dinámico de los suelos. Fuente: Propia, 2016.

Por lo tanto entre los factores claves que influyen en las propiedades dinámicas del suelo están el esfuerzo efectivo de confinamiento, el nivel de tensiones en el suelo, el índice de poros, la plasticidad del suelo, ciclos de carga y descarga y el tamaño de las partículas entre otros

El esfuerzo vertical efectivo aumenta con la profundidad y el material está más confinado. Un incremento del esfuerzo efectivo medio provoca un aumento del límite de deformación elástica. En consecuencia, los suelos bajo tensiones de confinamiento altas se comportan como materiales más rígidos que suelos idénticos bajo tensiones de confinamiento menores. En la Figura No. 40 se muestra la forma de las curvas dinámicas en función del esfuerzo de confinamiento, índice de plasticidad y deformación cíclica de corte.

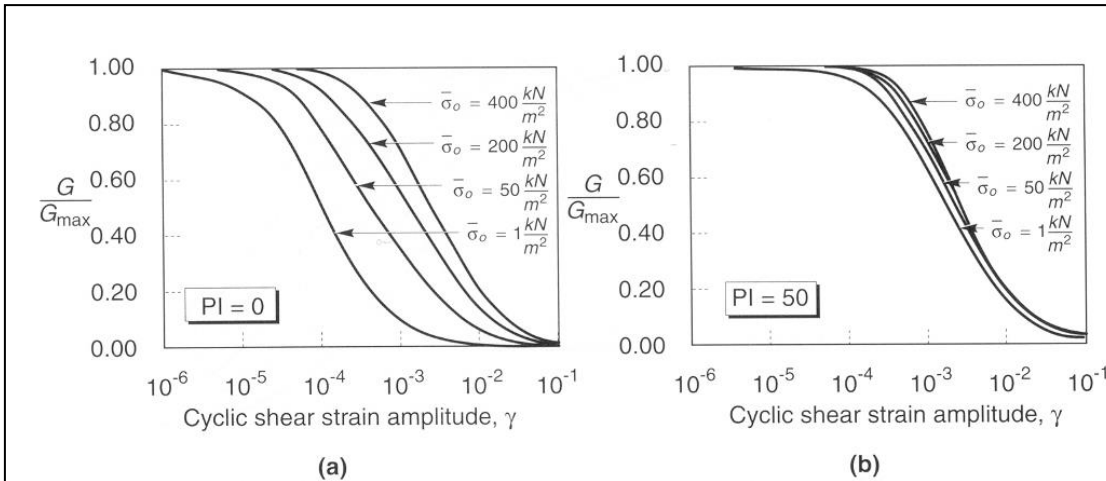


Figura No. 40. Variación del módulo de corte en función de la presión de confinamiento, el índice de plasticidad con respecto a la deformación cíclica de corte. Fuente: Tomada de Kramer S. (1996) – Geotechnical Earthquake Engineering

La disminución del módulo de corte con el aumento de la deformación es menor cuando el índice de plasticidad del material aumenta (ver figura 3.5). Se ha mostrado que dicho módulo en arcillas de alta plasticidad es elástico a altas deformaciones [8]. Para suelos ligeramente consolidados ($OCR > 1$) con alto índice de plasticidad, G_{max} aumenta. En cambio para suelos normalmente consolidados ($OCR = 1$) si el índice de plasticidad crece, G_{max} permanece más o menos constante. En la Figura No. 41 se muestra la variación en las curvas de degradación de módulo por efectos del índice de plasticidad.

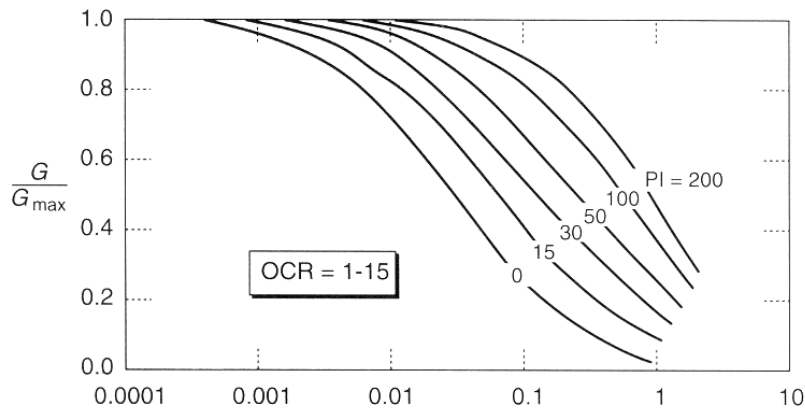


Figura No. 41. Variación del módulo de corte en función del grado de sobreconsolidación y del índice de elasticidad con respecto a la deformación. Fuente: Tomada de Mladen Vucetic (1991) –Effect of Soil Plasticity on Cyclic response

Igualmente generaron curvas en las que se demostró que a suelos con mayor índice de plasticidad presentan menor amortiguamiento como se muestra en la Figura No. 42.

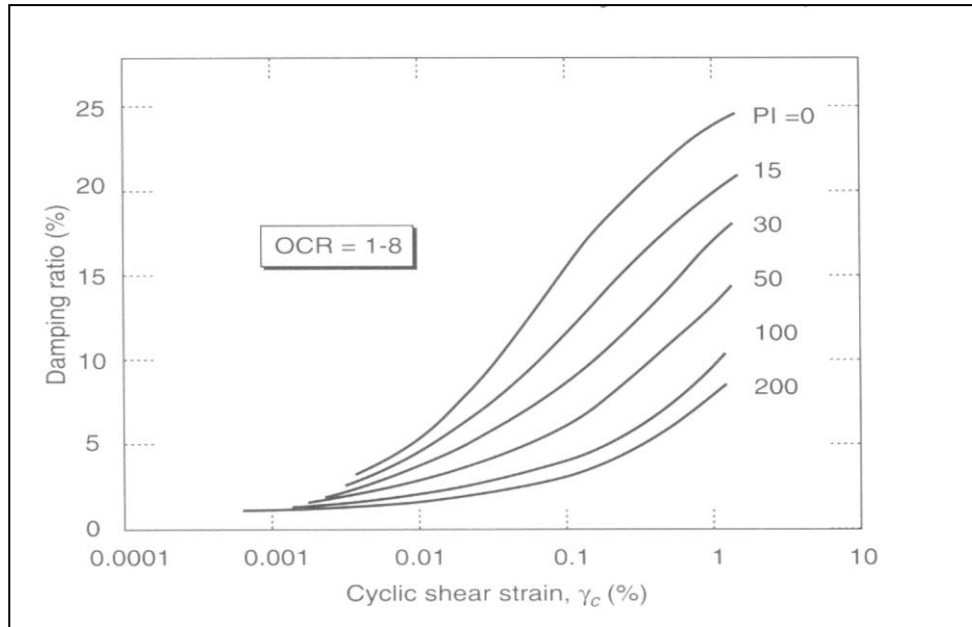


Figura No. 42. Variación del amortiguamiento en función del grado de sobreconsolidación y del índice de elasticidad con respecto a la deformación. Fuente: Tomada de Mladen Vucetic (1991) –Effect of Soil Plasticity on Cyclic response

Por otro lado Stokoe presenta una modificación en el modelo hiperbólico y así generar ecuaciones que representen el comportamiento de las curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento a partir del comportamiento massing. El modelo hiperbólico modificado para normalizar módulos de reducción es:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}$$

Dónde:

- g : deformación cortante cualquiera
- gr: deformación cortante de referencia
- a: exponente adimensional.

El valor de γ_r corresponde a la deformación dada para un valor de $G/G_{max} = 0.5$. En cuanto al exponente a, se consideraba inicialmente como una constante de valor 0.92, pero trabajos posteriores demostraron que varía en función del tipo de material.

De igual manera se estableció una ecuación que modela el comportamiento de las curvas de amortiguamiento de los materiales

La ecuación empírica para D que tiene en cuenta las observaciones experimentales es:

$$D = F * DMasing + Dmin$$

Dónde:

$$F = b * \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^c$$

Y

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} * \ln(N)$$

Siendo N el número de ciclos de carga y ϕ_{11} y ϕ_{12} constantes. En el trabajo de Stokoe se tomó c como una constante con un valor de 0.1.

Los resultados obtenidos de involucrar las ecuaciones establecidas con distintos tipos de suelo se muestran en las siguientes figuras:

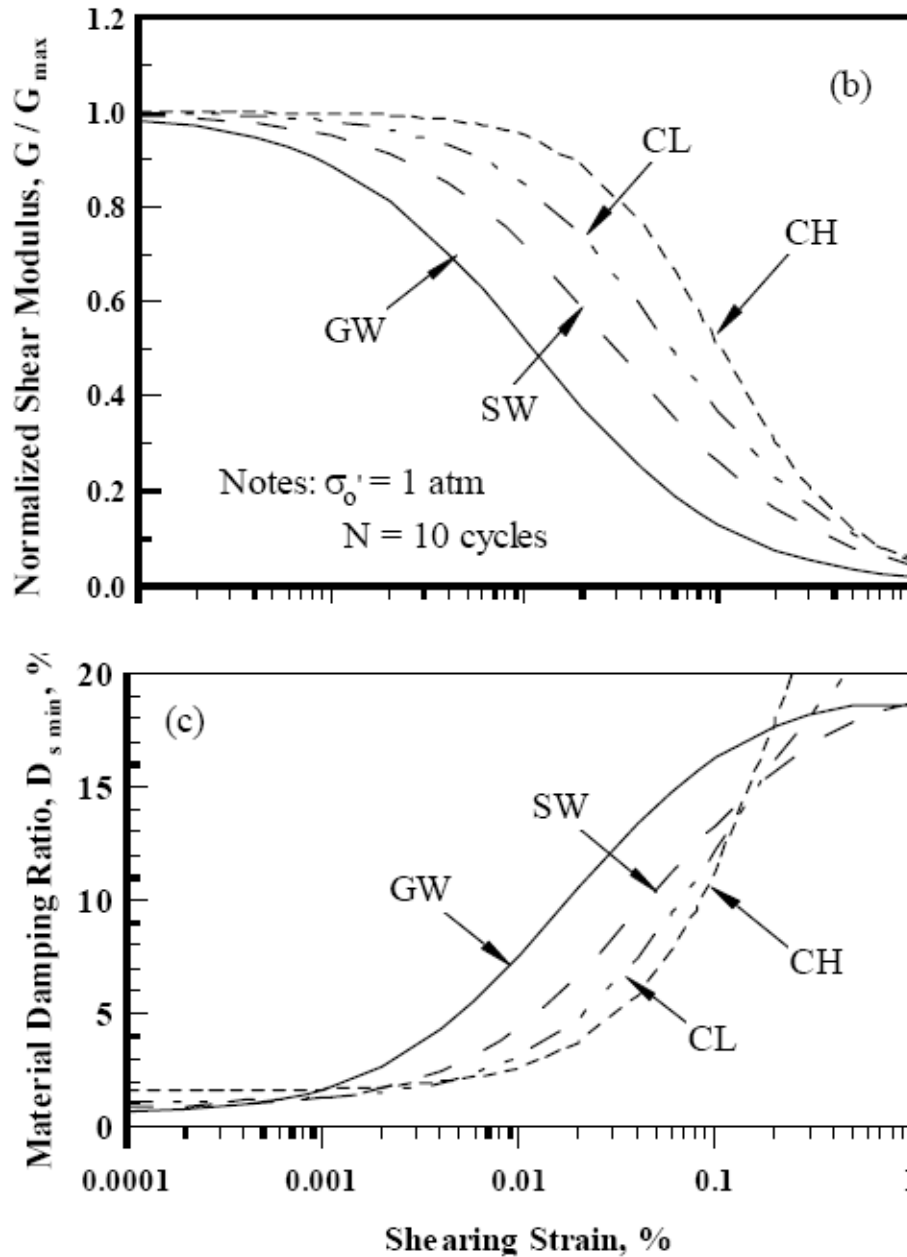


Figura No. 43. Resultados de la respuesta de arcillas de alta plasticidad (CH), baja plasticidad (CL), arenas bien graduadas (SW) y Gravas bien graduadas (GW) en las curvas de degradación de modulo y amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) – Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves

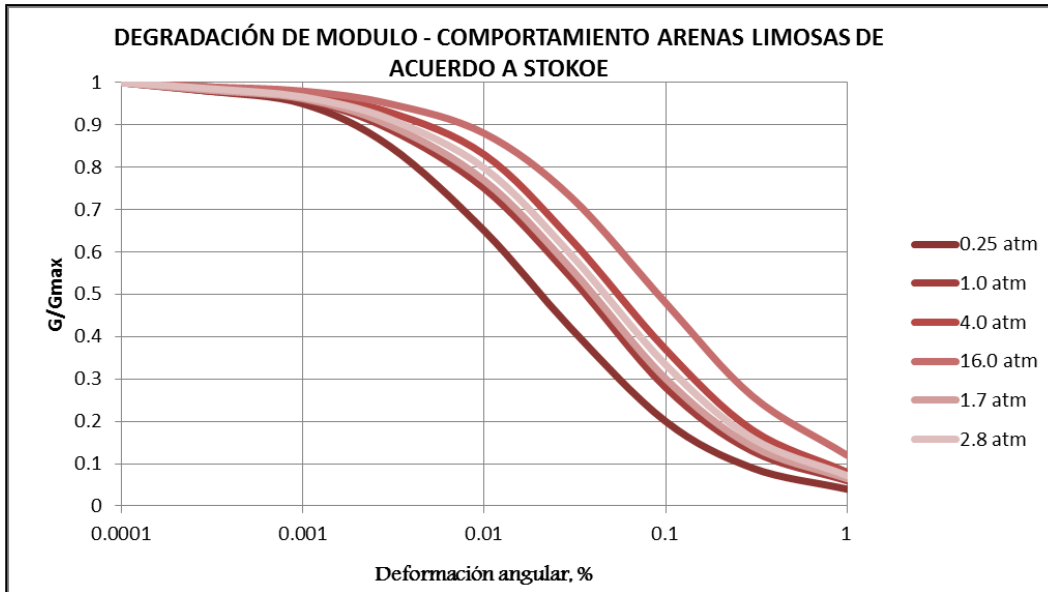


Figura No. 44. Resultados de la respuesta Arenas Limosas IP=0 en las curvas de degradación de módulo y amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) – Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves

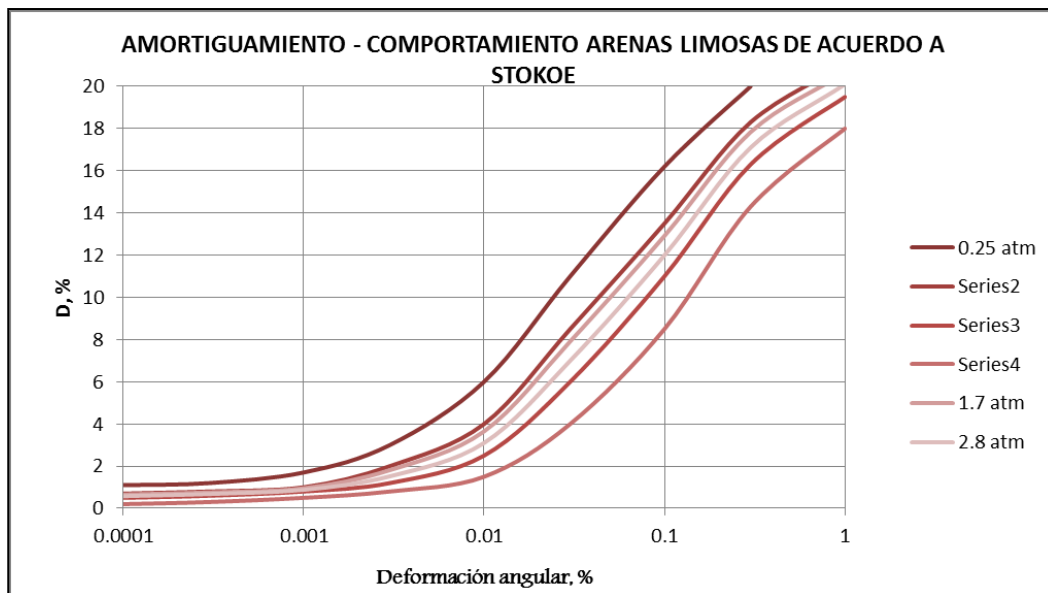


Figura No. 45. Resultados de la respuesta Arenas Limosas IP=0 en las curvas de amortiguación. Fuente: Tomada de K.H.Stokoe, II (2008) –Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves

Según los estudios realizados por Moreno (2005) sobre las capas de suelo compuestas por turbas para el depósito lacustre de Bogotá se tiene que para las turbas amorfas más profundas, normalizando las curvas esqueleto de las diferentes muestras de turba por su esfuerzo de confinamiento, se agrupan muy cerca unas de otras, lo que explica la poca

influencia de la presión de confinamiento observada sobre las curvas de $G/G_{\text{máx}}$ con g de la turba, como ocurre con los suelos arcillosos de alta plasticidad ($IP > 60\%$).

Debido a su estructura, las muestras de turba exhibieron una menor degradación del módulo de corte que muchos materiales arcillosos, y desarrollaron menores amortiguamientos a deformaciones menores a 0.1%, después de la cual se entiende que esta comienza a destruirse. En la Figura No. 46 se muestran las curvas dinámicas para turbas del depósito lacustre de Bogotá.

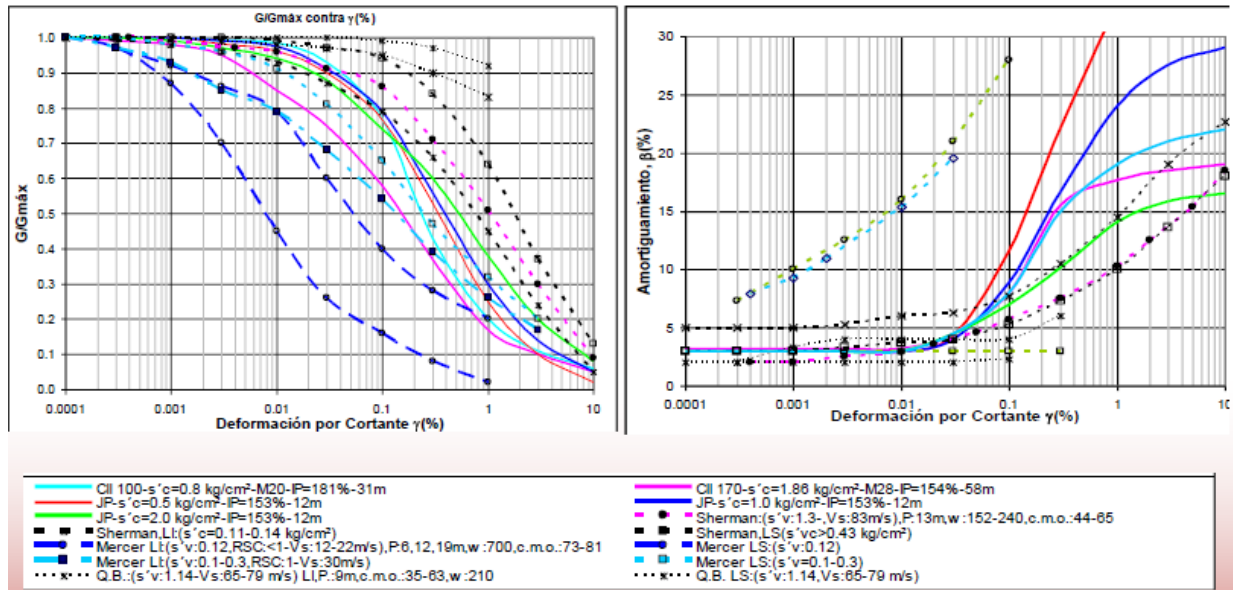


Figura No. 46. Resultados de la respuesta de turbas del depósito lacustre de Bogotá.
Fuente: Tomada de C. Moreno (2005) –Comportamiento Dinámico de Turbas y su Efecto en la propagación de ondas sísmicas.

1.4 Correlaciones utilizadas en el presente proyecto de grado para estimar los parámetros del suelo a partir de ensayos de campo y laboratorio

En la siguiente tabla se presentan las correlaciones de algunos autores que fueron utilizadas en este proyecto para comparar los parámetros obtenidos con las diferentes metodologías de investigación.

Tabla No. 6. Correlaciones de diferentes autores utilizadas en proyecto de grado.

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Corrección de veleta de campo	$Su = \lambda * Suv$ $\lambda = 7.01 * e^{(-0.08*LL)} + 0.57$	Propuesta por Morris y Williams (1994)
Resistencia al corte no drenado (Cu)	$Cu = f\{IP, N1(60)\}$	Propuesta por Schmertmann 1975
Resistencia al corte no drenado (Cu)	$Cu = 4.4 * N1(60)$	Propuesta por Stroud 1974
Resistencia al corte no drenado (Cu)	$Cu = 29 * N1(60)^{0.72}$	Propuesta por Hara 1971
Módulo de elasticidad (Es)	$Es = 300 * [N + 6]$ $Es = 300 * [Cu]$	Propuesta por Bowless 1977
Relación de Sobreconsolidación [OCR]	$OCR = 0.193 * \left(\frac{N1(60)}{\sigma v'} \right)^{0.689}$	Mayne y Kemper 1988

Parámetro Geotécnico	Propuesta Utilizada	Observaciones
Relación de Sobreconsolidación [OCR]	$OCR = \beta * \frac{Cu}{\sigma v'}$ $\beta = 22 * (IP^{-0.48})$	Propuesta por Mayne y Mitchell 1988
Velocidad de onda de corte [Vs]	$\beta = 22 * (IP^{-0.48})$	Ohha y Toriumi 1970
Permeabilidad [K]	$K = f(\Delta\sigma, e_o, \Delta e, Cv)$	Teoría clásica de la consolidación de Terzaghi

Fuente: Propia, 2016.

Capítulo II

Recopilación de datos e información acerca del sitio de investigación

2.1 Localización

El área donde se localiza el presente proyecto se encuentra ubicado al nor-orienté de la ciudad de Bogotá, específicamente en el campus de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Gravito. Esta zona corresponde a un lugar de Topografía relativamente plana y en inmediaciones a la cordillera Oriental. En la Figura No. 47 se muestra la localización general.



Figura No. 47. Localización general sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.

2.2 Geología

El siguiente capítulo se realiza teniendo en cuenta la información recopilada en el Servicio Geológico Colombiano (Antiguo Ingeominas), en el informe “ Zonificación de la respuesta Sísmica de Bogotá para el diseño de sismo resistente de edificaciones – Octubre 2010 “ y en el informe “ Geología de la Sabana de Bogotá – Marzo 2005 ”

2.2.1 Regional

La sabana de Bogotá geológicamente se encuentra localizada en el área de la cordillera central y en ella afloran formaciones que datan desde el Cretácico Superior hasta el Cuaternario, las cuales evidencian distintas condiciones de sedimentación.

Se establecieron distintas formaciones a partir del periodo de formación teniendo así las formaciones Chipaque, La Frontera, Simijaca y Conejo siendo estas las más antiguas pasando a través del tiempo hasta tener las formaciones Chorrera, Marichuela generando la cuenca actual en la cual se generó la depositación por cuenta de las formaciones Subachoque, Rio Tunjuelo y Sabana acompañados de eventos de glaciación que generaron los depósitos de la formación Siecha y Chisaca.

En cuanto a la parte estructural la geometría de la sabana de Bogotá corresponde a un proceso sinclinatorio en el que los anticlinales son estrechos, discontinuos y muy deformados a causa de diversas fallas de tipo cabalgamiento, diapirismo de sal que provoca rampas, desplazamientos laterales y zonas de transferencia, por otro lado, los sinclinales son amplios y antiguos. En la figura Figura No. 48 se muestra el mapa estructural de la sabana de Bogotá.

2.2.2 Geología Local

El área destinada para el campo de investigación geotécnica geológicamente se encuentra sobre la formación Sabana (Qta), Depositos Fluvio - Lacustre llamada también Formación Sabana por Hubach (1957) y Helmens (1990), dicha formación corresponde a depósitos originados por los ríos Bogotá, Tunjuelo, Juan Amarillo y Fucha, sus geoformas son planas a ligeramente onduladas, muy poco disectadas. Su composición se debe principalmente a depósitos de arcillas, con intercalaciones importantes de bancos de arena y grava ocasionalmente delgadas, capas de ceniza volcánicas y turbas. Esta unidad constituye el relleno más importante de la Sabana de Bogotá, siendo su origen de tipo lacustre. En la Figura No. 49 y Figura No. 50 se muestra la localización del área de estudio en el mapa geológico de Bogotá.



Figura No. 49. Localización general del campo de investigación en el mapa geológico de Bogotá. Fuente: Servicio Geológico Colombiano (2010) “Zonificación de la respuesta Sísmica de Bogotá para el diseño de sismo resistente de edificaciones”, Republica de Colombia – Ministerio de Minas y Energía

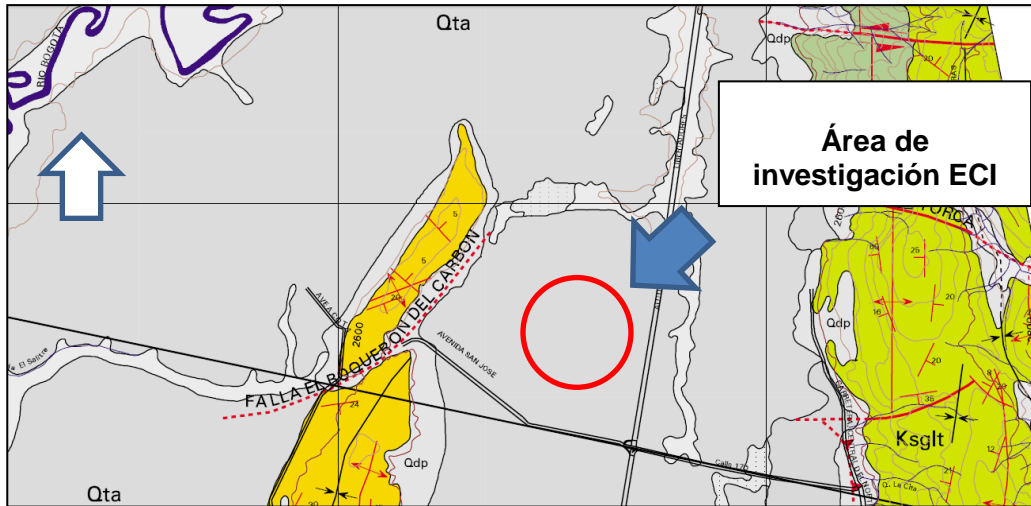


Figura No. 50. Localización específica del campo de investigación en el mapa geológico de Bogotá. Fuente: Servicio Geológico Colombiano (2010) “Zonificación de la respuesta Sísmica de Bogotá para el diseño de sismo resistente de edificaciones”, Republica de Colombia – Ministerio de Minas y Energía

Capitulo III

Metodología de investigación del subsuelo

3.1 Definición del sitio de experimentación geotécnica

3.1.1 Alternativa No. 1

Inicialmente se propuso el sitio de experimentación geotécnica en el área donde se realizaron las dos (2) primeras etapas de investigación del suelo. En la Figura No. 51 se muestra el sitio de investigación de la alternativa No. 1.



Figura No. 51. Localización específica sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.

3.1.2 Campaña de Exploración Realizada - Alternativa No. 1

Se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica con el fin de recopilar toda la información del subsuelo y así poder establecer de manera adecuada el perfil estratigráfico existente. Dicha campaña de exploración se dividió en dos etapas como se muestra a continuación:

Etapas 1: Campaña de exploración – Curso de exploración y caracterización del subsuelo con técnicas avanzadas (Mayo 2015).

Etapas 2: Campaña de exploración – Proyecto de grado Sarmiento y León (Noviembre 2015).

3.1.2.1 Etapa 1 – Campaña de exploración (Mayo 2015)

La campaña de exploración geotécnica contempló la ejecución de:

- Una perforación convencional por el método de percusión y lavado de 18 m de profundidad, (C-1)
- Un ensayo de piezocono con medición de presión de poros (CPTu) de 20 m de profundidad, (CPTu-1)
- Un ensayo de dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT) de 30 m de profundidad, (SDMT-1)
- Un ensayo de refracción sísmica que alcanzó una profundidad de toma de datos de hasta 20 m
- Un ensayo de medición de ondas MASW de 55 m. Con un alcance de toma de datos de 20 m de profundidad
- Un ensayo de Down-Hole de 18 m de profundidad, se utilizó la perforación convencional realizada para este ensayo

Todos los equipos utilizados para cada una de las investigaciones realizadas contaban con las herramientas y utensilios necesarios para la correcta ejecución de los mismos. A continuación se muestran fotografías generales de los ensayos realizados. En las fotografías 8 a 10 se muestran fotografías generales de los trabajos de campo realizados y en la Tabla No. 7 la localización de perforaciones y ensayos realizados.

Tabla No. 7. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 1)

Perforación/ Ensayo	Coordenadas				Profundidad [m]
	Norte	Este	Latitud Norte	Longitud Este	
C-1	1020612.164	1003679.281	4°46'57.35"N	74° 2'39.63"O	18
CPTu	1020614.623	1003713.178	4°46'57.43"N	74° 2'38.53"O	20
SDMT	1020602.644	1003716.260	4°46'57.04"N	74° 2'38.43"O	30
Refracción Sísmica	1020576.227	1003711.947	4°46'56.18"N	74° 2'38.57"O	20
MASW	1020576.227	1003711.947	4°46'56.18"N	74° 2'38.57"O	55
Down Hole	1020612.164	1003679.281	4°46'57.35"N	74° 2'39.63"O	18

Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 8. Prueba de campo CPTu (Geocing – IGR). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.



Fotografía No. 9. Prueba de campo SDMT (Marchetti – IGR). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.



Fotografía No. 10. Prueba de campo Geofísica (Jeoprobe). Fuente: Tomada de Rodríguez E (Mayo, 2015), Resultados Practica Curso de Exploración y Caracterización- Sociedad Colombiana de Geotecnia.

3.1.2.2 Etapa 2 – Campaña de exploración (Noviembre 2015)

La campaña de exploración geotécnica contempló la ejecución de:

- Una perforación convencional por el método de percusión y lavado de 40 m (P-1)
- Un ensayo de Piezocono sísmico con medición de presión de poros (SCPTu) y medición de tiempos de llegada (Obtención de Vs) de 40 m de profundidad, (SCPTu-2)
- Un ensayo de dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT) de 30 m de profundidad, (SDMT-2)

En la Tabla No. 8 se muestra la localización de perforaciones y ensayos realizados.

Tabla No. 8. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 2)

Perforación/ Ensayo	Coordenadas				Profundidad [m]
	Norte	Este	Latitud Norte	Longitud Este	
P-1	1020622.915	1003683.286	4°46'57.70"N	74° 2'39.50"O	40
SCPTu	1020611.550	1003682.979	4°46'57.33"N	74° 2'39.51"O	30
SDMT	1020606.328	1003684.520	4°46'57.16"N	74° 2'39.46"O	30

Fuente: Propia, 2016.

3.1.3 Alternativa No. 2

Una vez terminadas las etapas de investigación, por solicitud de la universidad se cambió el sitio de investigación geotécnica. El sitio de la alternativa No. 2 se ubicó a 100 m respecto al sitio de la alternativa No. 1, la localización se muestra en la Figura No. 52.



Figura No. 52. Localización específica sitio de investigación geotécnica. Fuente: Tomada de Google Earth.

3.1.4 Campaña de Exploración Realizada - Alternativa No. 2

Se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica adicional con el fin de recopilar más información sobre el área de estudio.

3.1.4.1 Etapa 3 – Campaña de exploración (Febrero 2016)

La campaña de exploración geotécnica contemplo la ejecución de:

- Una perforación convencional por el método de percusión y lavado de 7,20 m (P-3)
- Un ensayo de Piezocono (CPT) de 30 m de profundidad, (CPT-3)

Todos los equipos utilizados para cada una de las investigaciones realizadas contaban con las herramientas y utensilios necesarios para la correcta ejecución de los mismos. A continuación se muestran fotografías generales de los ensayos realizados. En las fotografías 11 a 14 se muestran fotografías generales de los trabajos de campo realizados y en la Tabla No. 9 se muestra la localización de perforaciones y ensayos realizados.

Tabla No. 9. Localización de perforación y ensayos de campo (Etapa 3)

Perforación/ Ensayo	Coordenadas				Profundidad [m]
	Norte	Este	Latitud Norte	Longitud Este	
P-3	1020755.305	100364.912	4°47'02.01"N	74° 2'40.81"O	7,2
CPT-3	1020755.305	100364.912	4°47'02.01"N	74° 2'40.81"O	30

Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 11. Perforación convencional (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 12. Perforación convencional – Ensayo veleta de campo (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 13. Prueba de campo SDMT (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.



Fotografía No. 14. Prueba de campo SCPTu (IGR SAS). Fuente: Propia, 2016.

Los registros de perforación donde se consigna la descripción del suelo y los ensayos de campo realizados se encuentran en el Anexo 1.

3.2 Ensayos de campo y laboratorio

Durante la exploración geotécnica por medio de perforaciones convencionales se realizaron los siguientes ensayos de campo:

3.2.1 Ensayo de penetración estándar

En la perforación C-1 se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) cada 1.5 m o en cada cambio de estrato. Se registró la resistencia a la penetración (N) como el número de golpes necesarios para hincar el muestreador 0.30 m después de los 0.15 m iniciales de hincado. Los resultados y análisis de la prueba de penetración estándar se encuentran en el Anexo 1.

Para complementar los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos de laboratorio, se utilizaron los resultados obtenidos en la prueba de Penetración Estándar, usando la metodología de González (1999). Se realizó la corrección de los valores de N obtenidos en campo con la siguiente expresión propuesta por Bowles en 1988.

$$N_{normalizado} = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Donde

N = Valor de N de campo

C_n = Factor de corrección por confinamiento efectivo.

η_1 = Factor por energía del martillo.

η_2 = Factor por longitud de la varilla. Entre 0 y 3 m es 0.75; entre 3 y 4 m es 0.80; entre 4 y 6 m es 0.85; entre 6 y 10 m es 0.95 y mayor a 10 m es 1.

η_3 = Factor por revestimiento interno del tomamuestras.

η_4 = Factor por diámetro de la perforación.

Se analizaron de forma general y para cada uno de los estratos encontrados.

3.2.2 Ensayo de veleta de campo

En suelos predominantemente finos (arcillas y/o limos) con una consistencia muy blanda a media se realizaron (luego de la toma de la muestra shelby) pruebas de veleta de campo, VST, las cuales se hicieron de manera continua, cada 20 cm, mínimo 3 lecturas inalteradas y remoldeadas (ASTM D 2573). Los resultados y análisis se encuentran en el Anexo 1.

3.2.3 Ensayos de laboratorio

A un número representativo de las muestras recuperadas durante la exploración geotécnica se les realizó ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índices que permitan su clasificación y de resistencia al corte y de compresibilidad para

determinar su comportamiento, para el análisis dinámico se realizaron ensayos dinámicos sobre muestras tipo Shelby (SH).

Los ensayos realizados fueron los siguientes:

Tabla No. 10. Ensayos de laboratorio realizados en el proyecto de grado.

Ensayo Realizado	Norma	Cantidad
Humedad Natural	I.N.V.-122-07	30
Limite Liquido	I.N.V.-125-07	28
Limite Plástico	I.N.V.-126-07	28
Pasa Tamiz 200	NTC78-95	14
Peso unitario	ISRM-07	23
Compresión Inconfinada	I.N.V.-152-07	19
Triaxial UU	I.N.V.-153-07	6
Triaxial CU	I.N.V.-153-07	2
Consolidación rápida	NTC19-67	8
Gravedad Especifica	I.N.V.-128-07	8
Triaxial Cíclico	ASTM D3999-91 (2011)	2
Bender Elements	ASTM D2845-08	2

Fuente: Propia, 2016.

Los resultados de todos los ensayos de laboratorio realizados se encuentran en el Anexo 1.

Capitulo IV

Metodología de análisis de propiedades geomecánicas

4.1 Análisis y comparación de parámetros geotécnicos

Una vez terminada toda la exploración, los ensayos de campo y los ensayos de laboratorio, se llevó a cabo la comparación de los resultados para establecer un perfil estratigráfico general y analizar la variación de todos los parámetros del suelo obtenidos, por medio de los diferentes métodos utilizados.

A continuación se presentan los métodos utilizados para obtener todos los parámetros del suelo y posteriormente definir su comportamiento estático y dinámico.

Tabla No. 11. Metodología utilizada para la obtención de los parámetros geotécnicos.

Comportamiento del Suelo	Parámetro Geotécnico	Ensayos de Campo									Ensayos de Laboratorio										
		SPT	Veleta de campo	SDMTu-1 Congreso	SDMTu-2 Proyecto	CPTu-1 Congreso	SCPTu-2 Proyecto	CPT-3 Proyecto	Down-Hole	MASW	Pasa Tamiz 200	Humedad Natural	Límites de Atterberg	Peso Unitario	Peso Específico	Compresión Inconfinada	Triaxial UU	Triaxial CU	Consolidación	Triaxial cíclico	Bender Element
Estático	Clasificación del suelo			X	X	X	X	X			X	X	X								
	Peso Unitario			X	X	X	X	X						X							
	Resistencia al corte no drenado	X ⁽¹⁾	X	X	X	X	X	X							X	X					
	Modulo Elasticidad	X ⁽¹⁾	X ⁽¹⁾	X	X	X	X	X							X	X					
	Sensitividad		X			X	X	X													
	Coeficiente presión tierras en reposo			X	X	X	X	X									X				
	Modulo confinado			X	X	X	X	X													
	OCR	X ⁽¹⁾	X ⁽¹⁾	X	X	X	X	X											X		
	SPT	X ⁽²⁾				X	X	X													
	Permeabilidad					X	X	X											X		
Dinámico	Módulo de corte máximo	X ⁽¹⁾		X	X	X	X	X												X	
	Velocidad de onda de corte	X ⁽¹⁾		X	X	X	X	X	X	X											
	Curvas Dinámicas												X ⁽¹⁾							X	X

Fuente: Propia, 2016.

1. Parámetro obtenido utilizando correlaciones de diferentes autores.
2. Parámetro corregido por condiciones de campo y confinamiento.

Además de la Tabla No. 11 en donde se conceptúa la metodología para la obtención de los distintos parámetros geotécnicos, se tomará como base de comparación los resultados obtenidos en los ensayos de campo (SDMT y SCPTu) que permitieron obtener parámetros de manera continua a lo largo de toda la profundidad explorada.

Para el análisis de los parámetros dinámicos del suelo se crearon las curvas dinámicas a partir de ensayos Triaxiales cíclicos y Bender Elements. Los resultados obtenidos se compararon con curvas dinámicas de suelos similares de la ciudad de Bogotá y las existentes en la literatura internacional.

4.2 Análisis de las variables utilizadas en la metodología del Piezocono

Se llevó a cabo un análisis de las variables que inciden en los resultados de los parámetros geotécnicos obtenidos en el ensayo de Piezocono. Se identificó que el parámetro más representativo del perfil del suelo investigado, corresponde a la resistencia al corte no drenado del suelo, además, para este parámetro fue posible obtener resultados por medio de ensayos de laboratorio, ensayos de campo y correlaciones. Teniendo en cuenta lo anterior se llevó a cabo un análisis para identificar el valor más acertado de la resistencia al corte no drenado del suelo en perfiles de arcillas blandas como las encontradas en el área de estudio.

Tal y como se mencionó en el numeral 1.2.3.3.3 la resistencia al corte no drenado del suelo, S_u , se puede estimar a partir de los resultados obtenidos en el ensayo de Piezocono (CPT). De acuerdo a Kulhawy and Mayne (199) se puede utilizar una correlación entre el resultado normalizado de la resistencia a la penetración por punta corregida, el esfuerzo vertical total del suelo y el factor N_{kt} del cono, de la siguiente manera:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{KT}}$$

De acuerdo a los distintos estudios que se han realizado, el factor N_{kt} expone cambios que dependen de las condiciones reales del suelo entre las que se encuentran, la rigidez, la sensibilidad y la relación de sobreconsolidación entre otros. Distintos autores recomiendan rangos amplios de dicho valor teniendo así valores mínimos del orden de 8 y máximos de 30. Para suelos de consistencia blanda y relaciones de sobreconsolidación bajas (<1) se recomienda utilizar valores entre 10 y 18 tomando como promedio $N_{KT}=14$.⁷

En el presente proyecto fue posible obtener la resistencia al corte no drenada del suelo por medio de ensayos de campo y laboratorio (Veleta de campo, Triaxial UU y compresión inconfiada) se realizó una regresión en donde se obtuvo el valor de N_{kt} típico para el tipo de suelo del presente estudio, a partir de la expresión propuesta por Kulhawy and Mayne fue posible obtener el valor del N_{kt} de la siguiente manera:

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_v}{S_u}$$

⁷ T. Lunne, P.K. Robertson and J.J.M Powell (1997)– Cone Penetration Testing in geotechnical practice

La metodología empleada consiste en utilizar los valores de resistencia obtenida en cada uno de los ensayos de piezocono realizados (CPTu-1, SCPTu-2 y CPT-3) y relacionarlos con los resultados obtenidos de la resistencia al corte no drenado del suelo y de esta manera obtener el valor de N_{kt} más acertado.

4.3 Análisis estadístico de los parámetros geotécnicos

Después de realizar la comparación y el análisis de todos los parámetros geotécnicos se llevó a cabo un análisis estadístico con el fin de obtener los valores promedio más representativos de cada uno de los parámetros evaluados.

El análisis estadístico se realizó mediante la metodología propuesta por Beacher et al (1982). Dicho análisis se utiliza cuando las muestras de datos son pequeñas y se requiere un análisis rápido y confiable. El enfoque de este método es un buen estimador de poblaciones de datos simétricos.

Beacher recomienda obtener la desviación estándar como la multiplicación del rango de valores disponibles por un factor de ponderación, dicho factor está en función del número de datos disponibles.

Tabla No. 12 Variación del factor de ponderación en función del número de datos (Snedecor and Cochran, 1964)

Numero de datos	Factor de ponderación	Numero de datos	Factor de ponderación
1	-	11	0.315
2	0.886	12	0.307
3	0.591	13	0.300
4	0.486	14	0.294
5	0.430	15	0.288
6	0.395	16	0.283
7	0.370	17	0.279
8	0.351	18	0.275
9	0.337	19	0.271
10	0.325	20	0.268

Fuente: Snedecor and Cochran, 1964

Para el análisis estadístico se tomaron las profundidades donde se realizaron los ensayos de laboratorio y se analizaron todos los resultados obtenidos por las diferentes metodologías para una profundidad en común, de esta forma se obtuvieron varias series de datos en cada profundidad analizada.

- Se obtuvo la media de todos los valores de la serie.
- Se obtuvo el rango de los valores de la serie.
- Se obtuvo la desviación estándar mediante la metodología propuesta por Beacher et al (1982).
- Se definieron los límites (máximo y mínimo) en función de la desviación estándar.

- Se graficaron todos los valores en los límites de desviación.

Con lo anterior, se obtuvo la media del parámetro geotécnico para cada profundidad analizada. Los valores que no se encontraron dentro de los límites definidos fueron descartados.

Para el presente proyecto se analizaron los parámetros en donde se obtuvieron la mayor cantidad de datos y los que se consideran más representativos para el tipo de suelo estudiado.

Los parámetros analizados fueron:

- Peso Unitario
- Resistencia al corte no denado
- Módulo de elasticidad
- Relación de sobreconsolidación
- Velocidad de onda de corte.

4.4 Análisis comparativo de las propuestas de cimentación teniendo en cuenta las metodologías de investigación utilizadas.

La metodología propuesta consiste en realizar la comparación de dos modelos de cimentación utilizando cada una de las metodologías de exploración empleadas en el presente proyecto. A continuación se muestra la matriz utilizada para la ejecución y comparación de los diseños.

Tabla No. 13 Matriz de comparación de los diseños

TIPO DE CIMENTACIÓN	Perfil estratigráfico promedio	Perfil estratigráfico Piezocono	Perfil estratigráfico Veleta de campo y Triaxial	Perfil estratigráfico Compresión Inconfinada
Superficial (Zapatas Individuales)	X	X	X	X
Profunda (Pilotes)	X	X	X	X

Fuente: Propia, 2016

4.4.1 Modelo típico estructura

Cimentación Superficial: Edificio de tres pisos sin sótano y nivel de cimentación de 1 m de profundidad. El edificio tiene dos luces de siete metros cada una centro a centro en cada dirección y el área global de cada piso es de 14.5 m x 14.5 m totalmente simétrica.

Cimentación profunda: Edificio de 10 pisos y dos sótanos, cuya planta típica, incluida la planta del sótano, es de 25m x 40m. La altura típica de los sótanos es de 7.5 m por debajo del nivel del terreno.

4.4.2 Diseño cimentaciones superficiales

Una vez definidos los diferentes perfiles geotécnicos para el área de estudio, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1963), y los respectivos parámetros del suelo obtenidos, en general el nivel freático se encontró por debajo de 1,0 m medidos a partir de la superficie.

Teoría de Meyerhof (1963):

$$q_u = C'N_cF_{cs}F_{cd} + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d} + \gamma DfN_qF_{qs}F_{qd}$$

De acuerdo a la clasificación obtenida en el área de estudio se encuentra un depósito de suelos predominantemente finos de tipo arcilla limosa de alta compresibilidad (CH-OH) con algunas trazas ocasionales de turba, según lo anterior:

Con un $\Phi' = 0$ obtenemos:

$N_c = 5.14$ (factor de capacidad de carga obtenido a partir de Φ')

$N_\gamma = 1.00$ (factor de capacidad de carga obtenido a partir de Φ')

$N_q = 0.00$ (factor de capacidad de carga obtenido a partir de Φ')

La ecuación se reduce a:

$$q_u = C'N_cF_{cs}F_{cd} + \gamma DfN_qF_{qs}F_{qd}$$

Factores de forma:

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

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

Factores de profundidad: (Para $Df/B < 1$)

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

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

El cálculo de la capacidad portante para el perfil estratigráfico obtenido con los ensayos de campo de Piezocono se realizó según la metodología propuesta por Eslaamizaad y Robertson (1996) presentada en el capítulo 1.2.3.4.

El factor de seguridad utilizado en todos los diseños fue de $FS=3,0$.

4.4.3 Diseño cimentaciones profundas

Para el diseño de las cimentaciones profundas se realizó el análisis de capacidad de carga para pilotes mediante los métodos convencionales, para esto se tomaron los datos obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio convencionales ejecutados y con las propiedades geotécnicas definidas y mediante el uso de la metodología propuesta por Meyerhof (1976), a continuación se presenta la expresión utilizada para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes pre-excavados:

$$Q_u = Q_s + Q_p = \sum f_p P \Delta L + q_p A_p$$

En suelos arcillosos, la resistencia superficial (Q_s) y por punta (Q_p) del pilote está dada principalmente por la resistencia al corte no drenado de los materiales (C_u) con el método alfa “ α ”, por lo tanto, la expresión anterior se reduce a:

$$Q_u = \sum \alpha C_u P \Delta L + 9 C_u A_p$$

$$\alpha = 0,21 + 0,25 \left(\frac{P_a}{C_u} \right)$$

En suelos granulares, la resistencia superficial (Q_s) y por punta (Q_p) del pilote está dada principalmente por el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ') y el esfuerzo vertical efectivo en el fondo del pilote (q'), por lo tanto, la expresión anterior se reduce a:

$$Q_u = \sum (1 - \text{sen}\phi) \sigma'_v \tan\delta \Delta L + q' N_q A_p$$

Dónde:

f_i : Resistencia cortante unitaria ultima en el estrato i

P : Perímetro del pilote ($\pi \cdot D_s$)

q_p : Resistencia unitaria de punta

q_u : Resistencia a la compresión inconfiada de la roca

A_p : Área de la base ($(\pi/4) \cdot D_b^2$)

ΔL_i : Espesor del estrato i

C_u : Resistencia al corte no drenada

P_a : Presión atmosférica (101.3 kN/m²)

σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo a cualquier nivel ΔL_i

δ : Ángulo de fricción suelo – pilote (Para este caso, $\delta = 2/3 \cdot \phi$)

N_q^* : Factor de capacidad de carga (en función de ϕ)

El cálculo de la capacidad de carga para el perfil estratigráfico obtenido con los ensayos de campo de Piezocono se realizó según el Método Unicone presentada en el capítulo 1.2.3.5.

- El factor de seguridad utilizado en todos los diseños fue de $FS=3,0$.
- El diámetro del pilote recomendado fue de 0,50 m.

- La capacidad de carga fue calculada para diferentes profundidades entre 1,0 m y 37,5 m.

4.5 Comparación económica del diseño de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos

Con los resultados obtenidos de capacidad admisible de pilotes para los diferentes perfiles estratigráficos establecidos, se realizó la comparación de los costos que implicaría la construcción de un grupo de pilotes para una carga de trabajo determinada, de esta manera fue posible determinar que metodología de diseño recomienda la menor cantidad de pilotes y por lo tanto es la más económica.

La ecuación utilizada para el cálculo del costo fue:

$$\text{Costo} = \frac{\text{Carga de trabajo (kN)}}{\frac{Q_t}{FS}} * L * \text{Precio metro lineal de pilotes.}$$

Dónde:

Carga de trabajo= 1180 (kN)

FS=3.0

Qt= Carga total de resistencia del pilote (kN)

L=Longitud total del grupo de pilotes (m)

Precio metro lineal de pilotes = \$ 1.000.000

A continuación se presentan todos los resultados de los análisis y comparaciones realizadas.

Capítulo V

Análisis y comparación de los resultados obtenidos con las diferentes metodologías de investigación

Luego de establecer la metodología que se llevó a cabo para la obtención de los parámetros geotécnicos, con los resultados obtenidos se graficó la variación de cada parámetro respecto a la profundidad.

A continuación se presentan todos los resultados obtenidos de la investigación geotécnica del presente proyecto.

5.1 Clasificación del suelo teniendo en cuenta los distintos métodos de exploración

La clasificación del suelo fue obtenida por medio de los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio (USCS)
- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)

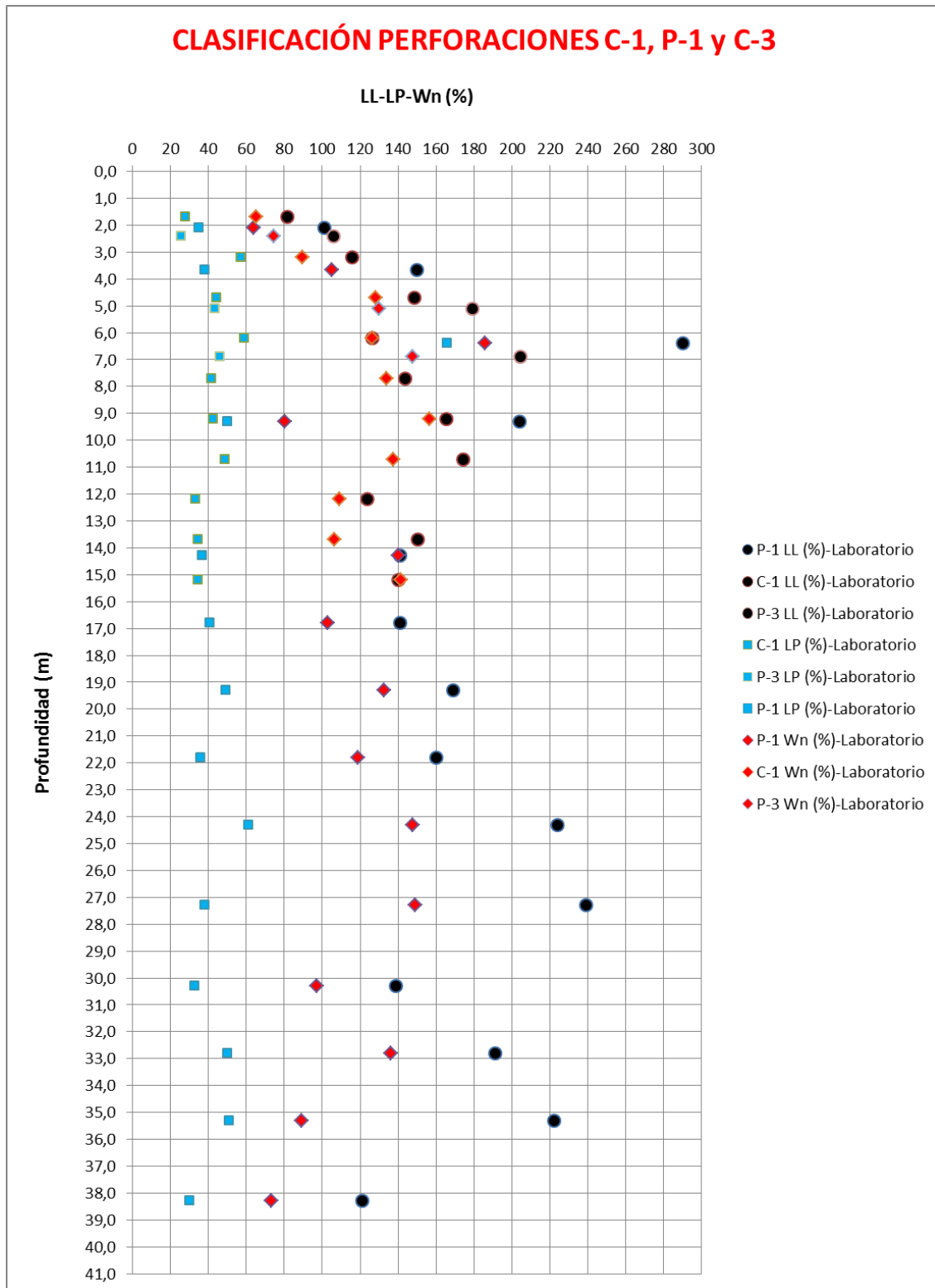
5.1.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS)

Con las muestras obtenidas en las perforaciones y los resultados de los ensayos de laboratorio, se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo por medio del sistema unificado de clasificación de suelos (USCS), que determina la clasificación teniendo en cuenta el tamaño de las partículas y los límites de consistencia.

La clasificación se realizó mediante los ensayos de humedad natural, límite líquido, límite plástico, y pasa tamiz 200.

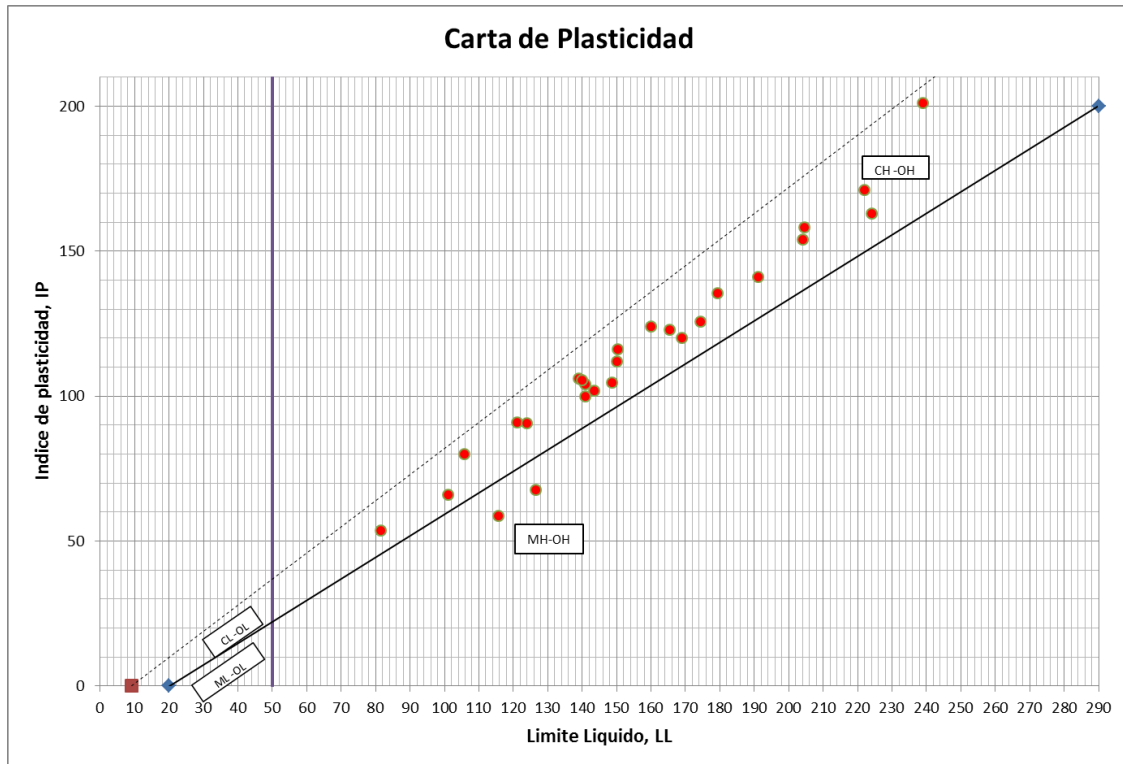
Los resultados obtenidos en las perforaciones P-1 y C-1 fueron los siguientes:

Gráfica No. 1. Variación de la Humedad Natural, Limite Líquido y Limite Plástico con respecto a la profundidad



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 2. Carta de plasticidad del proyecto de grado.

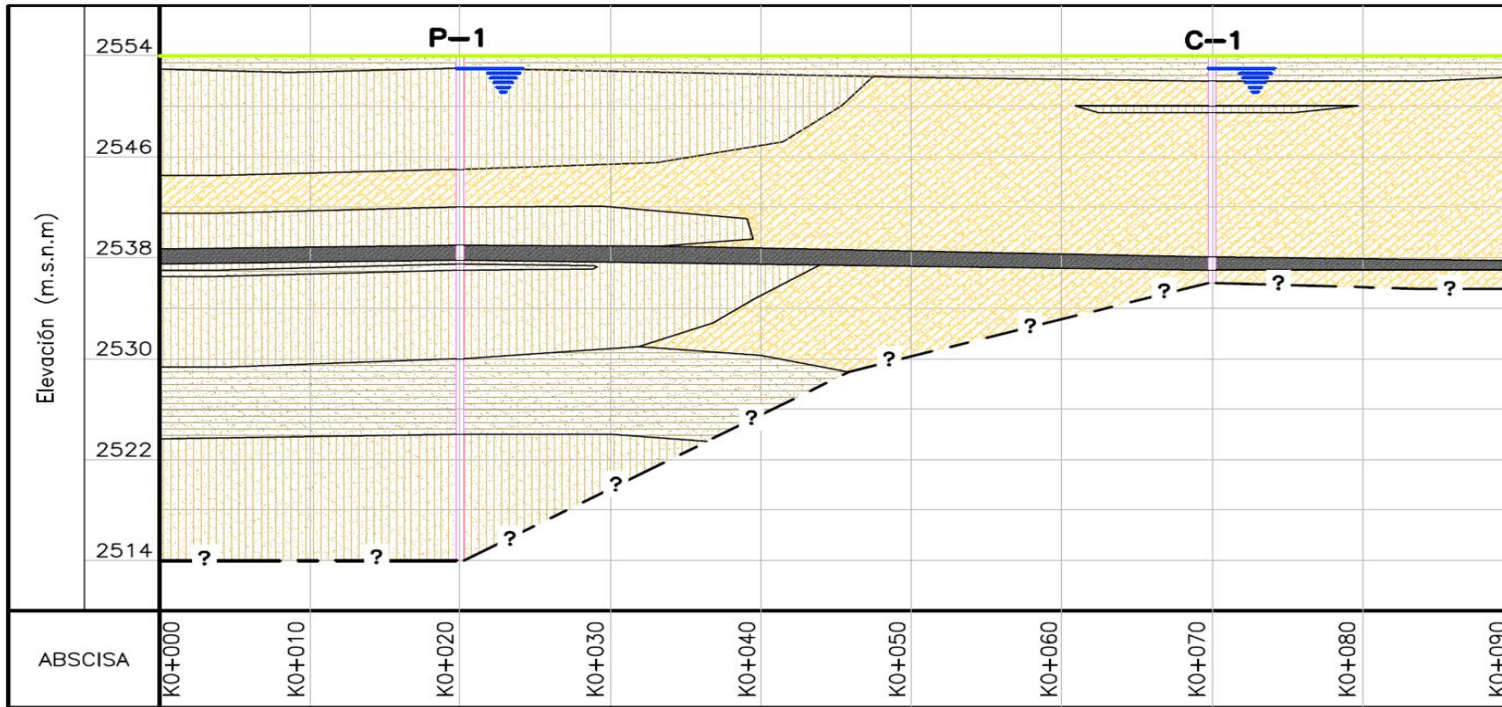


Fuente: Propia, 2016.

De acuerdo a la clasificación anterior en el área de estudio se encuentra un depósito de suelos predominantemente finos de tipo arcilla limosa de alta compresibilidad (CH-OH) con algunas trazas ocasionales de turba. En su mayoría los valores de humedad y límites de consistencia son muy altos, el porcentaje de humedad en promedio es de 119 % y el índice de plasticidad tiene un valor promedio de 40%, estos son valores típicos para suelos finos de la ciudad de Bogotá.

Con el fin de establecer un perfil estratigráfico del área de estudio, además, de la clasificación del sistema unificado (USCS) se tuvo en cuenta la variabilidad de la resistencia al corte no drenado del suelo por medio de ensayos de laboratorio y de campo como Triaxial UU y Veleta de campo.

El perfil estratigráfico definido con las perforaciones convencionales se muestra en la Figura No. 53



CONVENCIONES:








-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia blanda
-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia media
-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia firme
-  Lentes de material orgánico compuesto por arcilla con trazas de raíces y madera, humedad muy alta, plasticidad muy alta y consistencia muy blanda
-  Máxima profundidad explorada
-  Terreno Natural
-  Nivel de agua encontrado

Figura No. 53. Perfil estratigráfico definido a partir de los resultados de las perforaciones convencionales. Fuente: Propia, 2016.

5.1.2 Clasificación por medio del ensayo Dilatómetro de Marchetti y Piezocono

Con los ensayos de campo (Dilatómetro y Piezocono) se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo cada 2.0 cm con el Piezocono y cada 20.0 cm con el Dilatómetro, lo que permitió identificar capas y pequeños lentes de material orgánico y así poder establecer la clasificación del suelo de manera continua.

La clasificación del suelo por medio del ensayo de Dilatómetro de Marchetti se realiza en función del índice del material el cual depende del comportamiento del suelo. Como resultado de los ensayos ejecutados se obtuvieron índices que varían entre 1 y 2 para profundidades de 0.00 a 1.50 m y corresponde a suelos limosos. En una profundidad entre 1.5 y 30 m se obtuvieron índices que varían entre 1 y 0.5 y son característicos de suelos arcillosos. A continuación se muestra la variación del índice de material respecto a la profundidad para cada uno de los ensayos realizados.

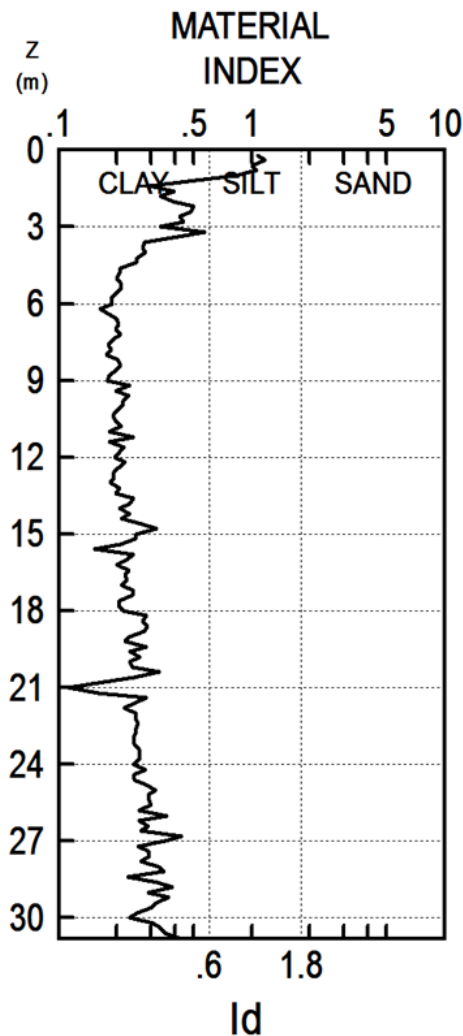
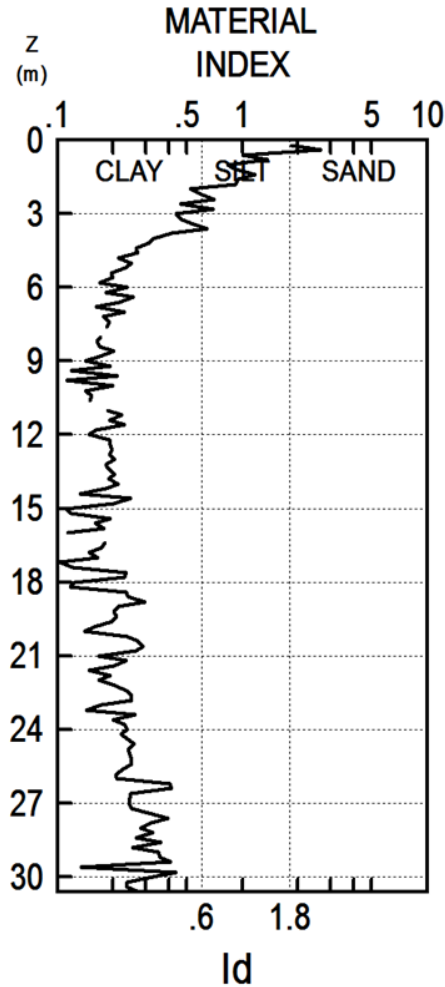


Figura No. 54. Clasificación del suelo con Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT-1).
Fuente: Propia, 2016.



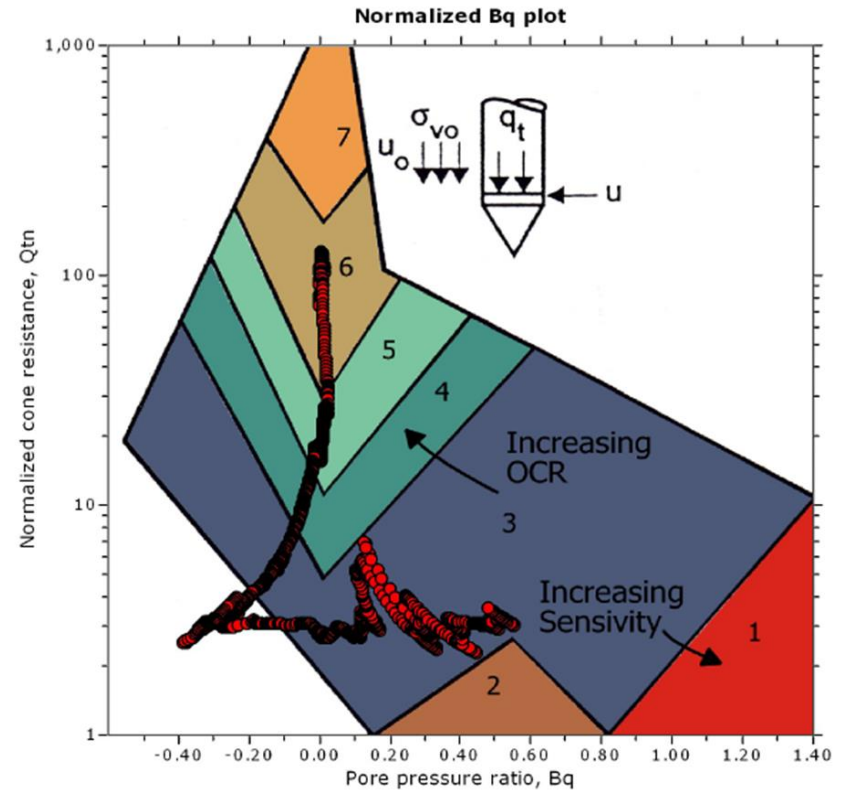
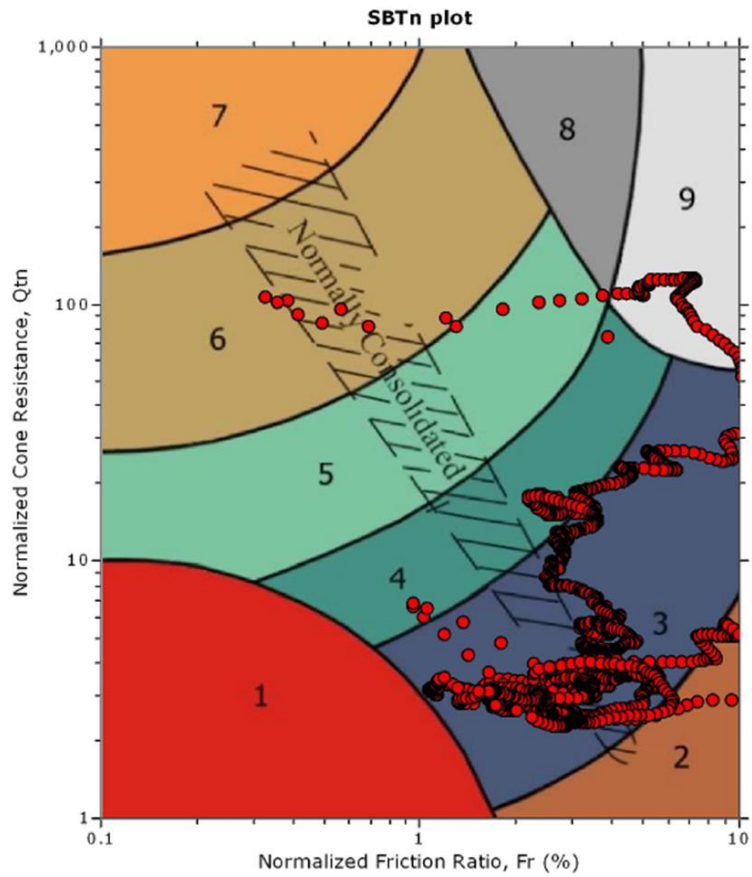
**Figura No. 55. Clasificación del suelo con Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT-2).
Fuente: Propia, 2016.**

La clasificación del suelo por medio del Piezocono sísmico se realiza teniendo en cuenta el tipo de comportamiento del suelo (SBT). Los datos del Piezocono proporcionan un índice del comportamiento del suelo in-situ en el área inmediata de la prueba. Por lo tanto, la predicción del tipo de suelo basada en ensayos de CPT se conoce como Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT). En general los resultados obtenidos para una profundidad entre 0.00 y 1.50 m corresponden a suelos limosos y arenosos ($SBT_n=5, 6, 7$ y 8), entre 1.50 y 40.0 m se obtuvieron resultados que corresponden a estratos de arcilla limosa con lentes ocasionales de turba ($SBT_n= 1, 2, 3, 4, \text{ y } 9$).

A continuación se muestra la clasificación del suelo para cada uno de los ensayos realizados.

En las figuras Figura No. 59 y Figura No. 60 se muestra el perfil estratigráfico definido con los ensayos de Piezocono y Dilatómetro.

SBT - Bq plots (normalized)

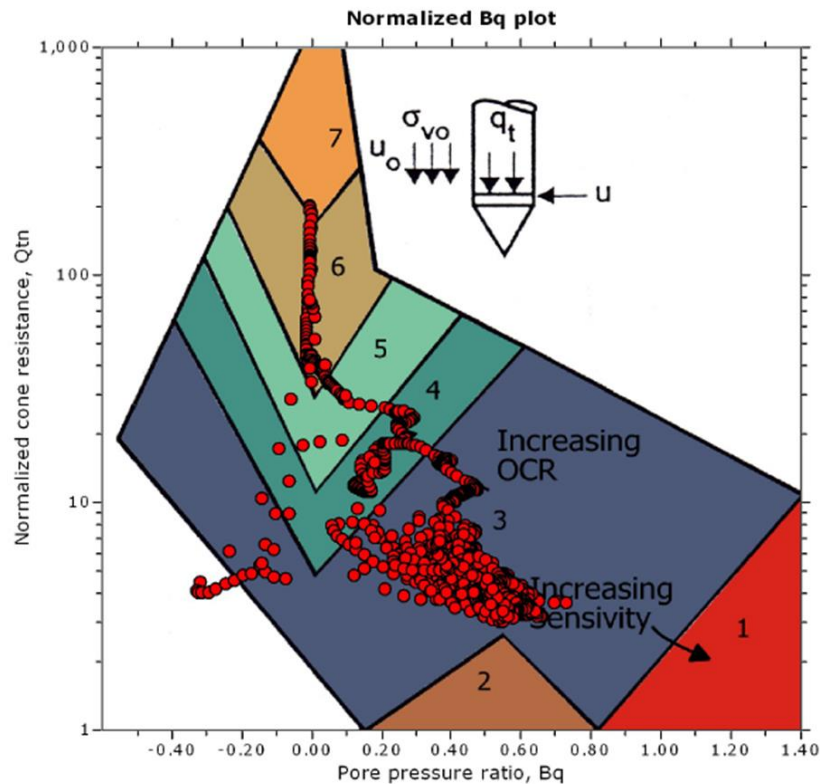
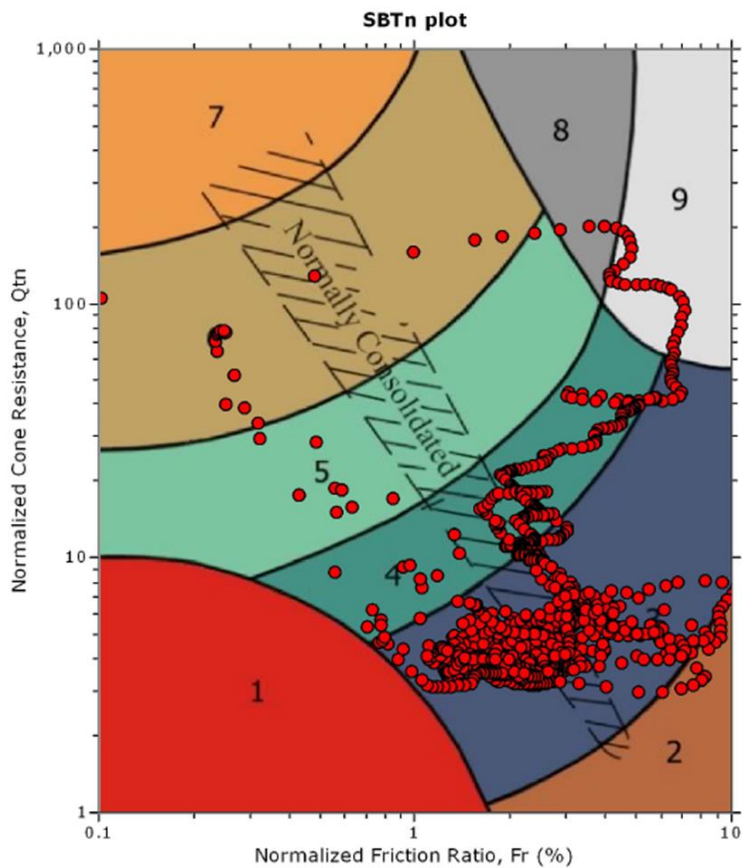


SBTn legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Figura No. 56. Clasificación del suelo con Piezocono (CPTu-1). Fuente: Propia, 2016.

SBT - Bq plots (normalized)

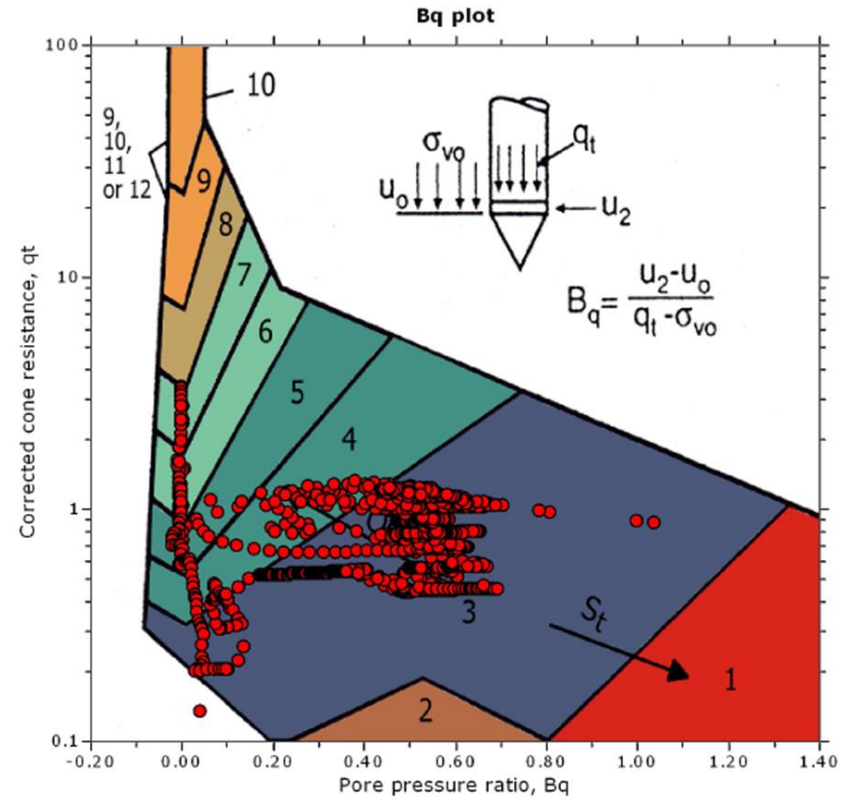
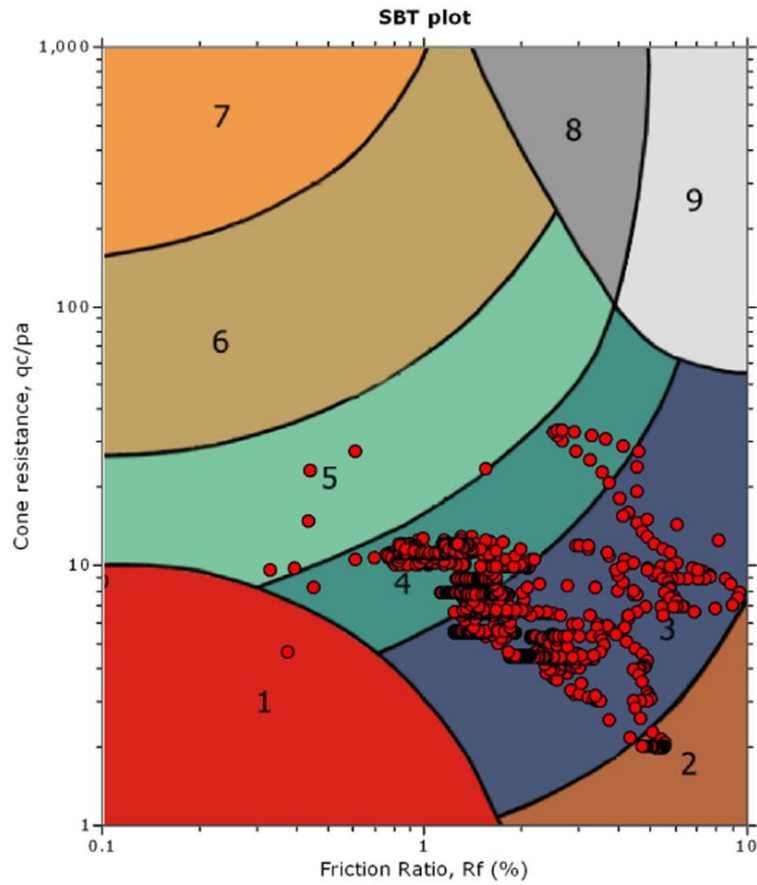


SBTn legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Figura No. 57. Clasificación del suelo con Piezocono (SCPTu-2). Fuente: Propia, 2016.

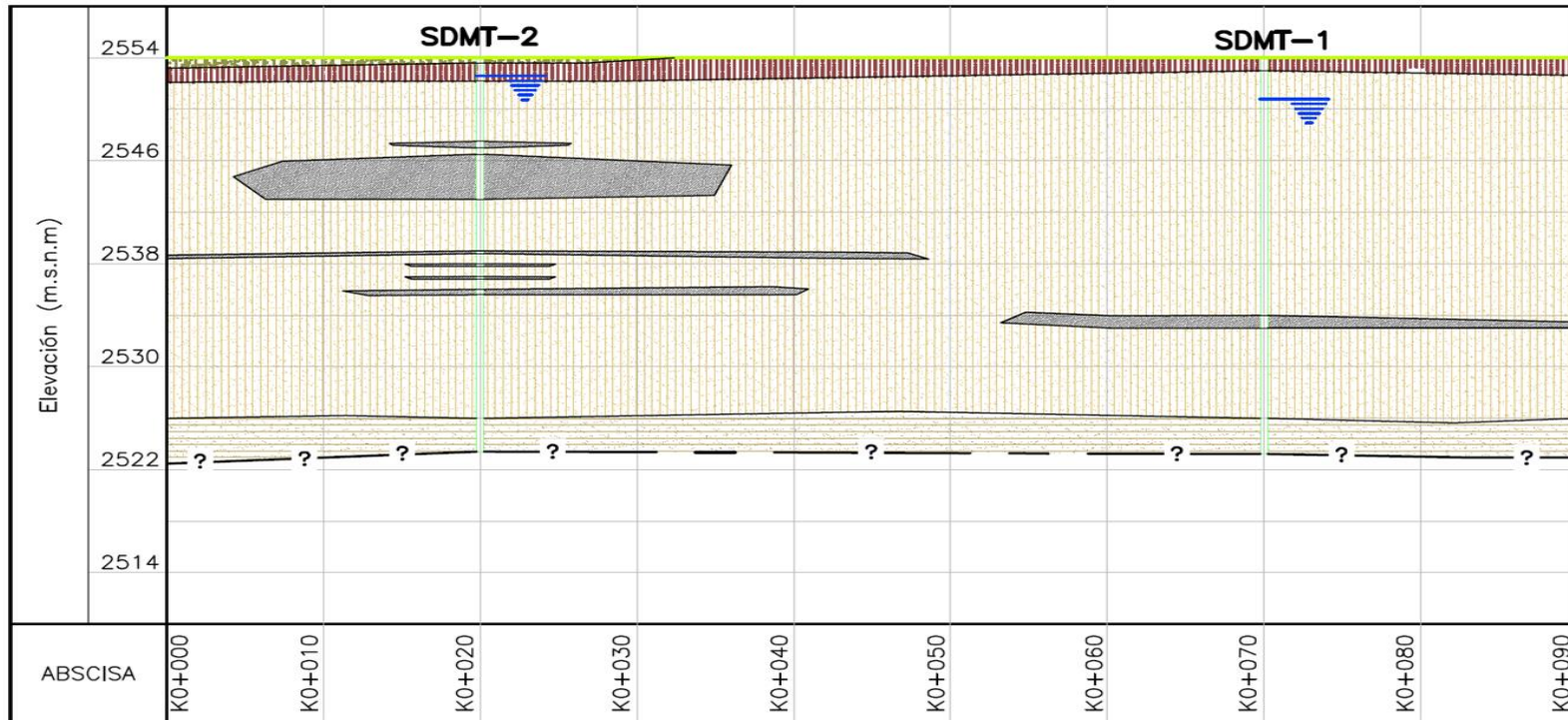
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Figura No. 58. Clasificación del suelo con Cono (CPT-3). Fuente: Propia, 2016.



CONVENCIONES:










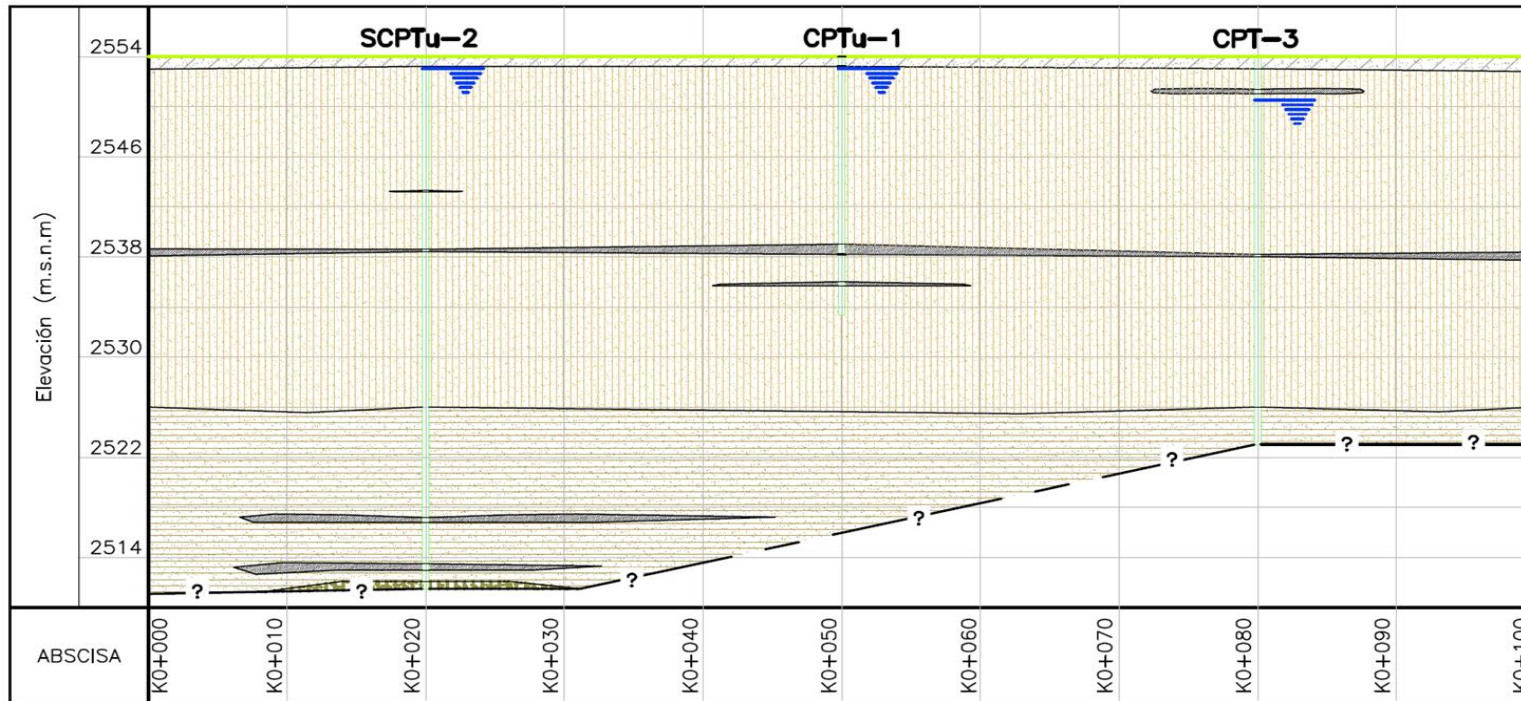
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia blanda
-  Lentes de material orgánico compuesto por arcilla con trazas de raíces y madera, humedad muy alta, plasticidad muy alta y consistencia muy blanda
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia media
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia firme
-  Limo color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia firme
-  Arena limosa color gris, compacidad media
-  Máxima profundidad explorada
-  Terreno Natural
-  Nivel de agua encontrado

Figura No. 59. Perfil estratigráfico utilizando los resultados de los ensayos de Dilatómetro de Marchetti. Fuente: Propia, 2016.



CONVENCIONES:










-  Arcilla limosa color cafe con arena, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia blanda
-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia blanda
-  Lentas de material orgánico compuesto por arcilla con trazas de raíces y madera, humedad muy alta, plasticidad muy alta y consistencia muy blanda
-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia media
-  Arcilla limosa color cafe con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia firme
-  Arena limosa color gris, compacidad media
-  Máxima profundidad explorada
-  Terreno Natural
-  Nivel de agua encontrado

Figura No. 60. Perfil estratigráfico utilizando los resultados de los ensayos de Piezocono sísmico. Fuente: Propia, 2016.

5.1.3 Perfil estratigráfico general

El perfil estratigráfico general para toda el área de estudio fue obtenido combinando los distintos métodos de clasificación utilizados (resultados de laboratorio, Resultados de ensayos de campo, Dilatómetro de Marchetti y Piezocono)

Con los resultados del ensayo del Piezocono y Dilatómetro de Marchetti es posible obtener un perfil estratigráfico de manera detallada lo cual permite complementar e identificar capas de suelo que no son fáciles de identificar por medio de la exploración convencional (perforaciones y ensayos de laboratorio). De manera general y en cada una de los distintos métodos de clasificación se encontraron suelos predominantemente finos con cierto contenido de limos plásticos y capas de material orgánico. A continuación se presenta el perfil estratigráfico general del área del proyecto.

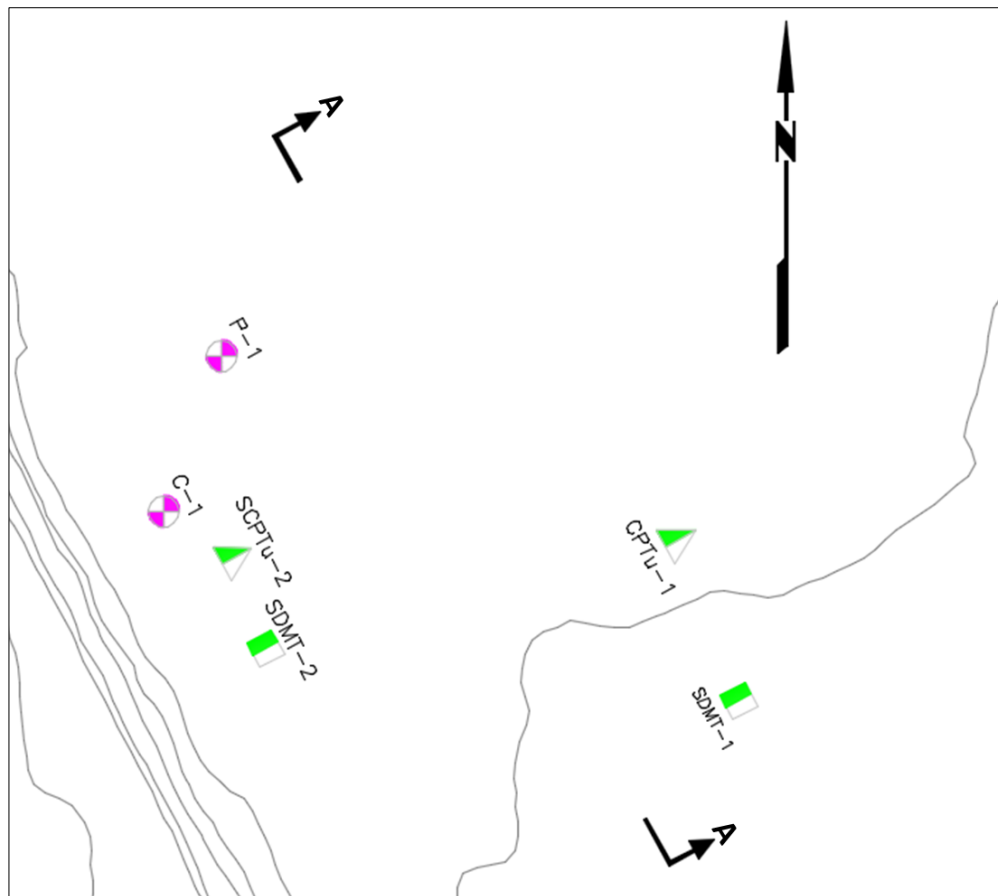
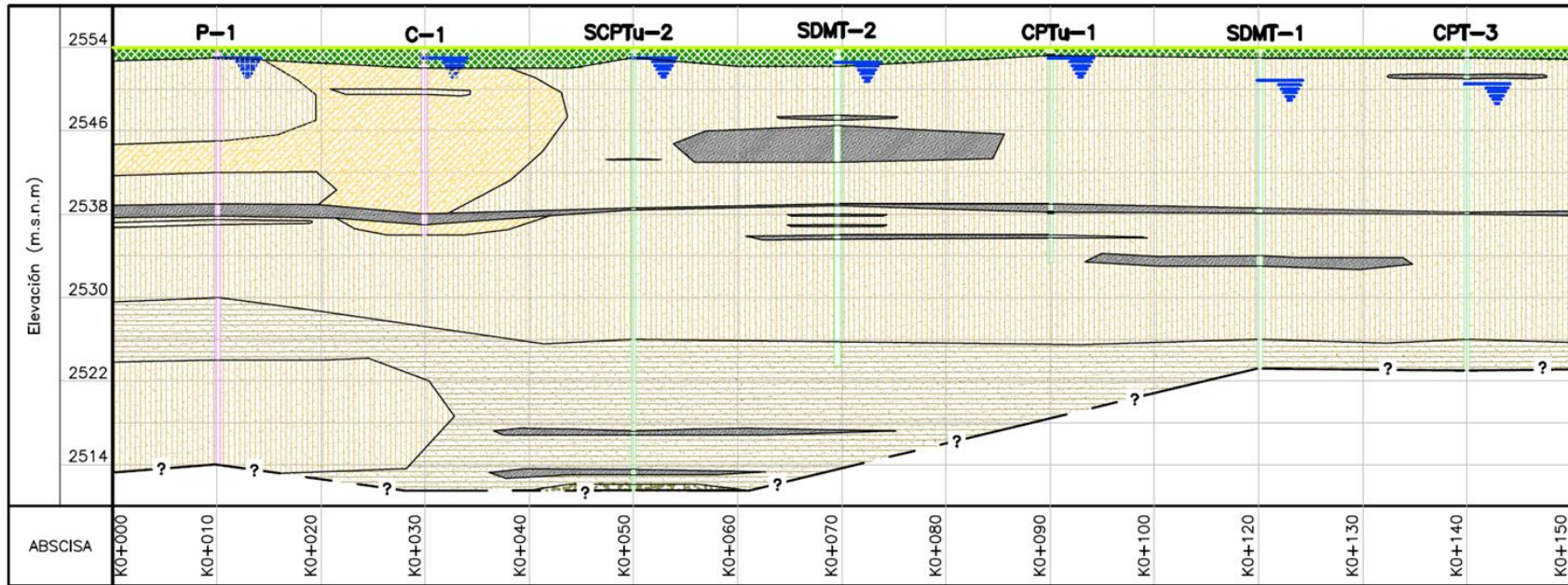


Figura No. 61. Perfil estratigráfico general del área del proyecto-Planta. Fuente: Propia, 2016.



CONVENCIONES:










-  Cobertura vegetal y relleno compuesto por limo arcilloso a arcilla limosa color café, consistencia media
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia blanda
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia media
-  Arcilla limosa color café con oxidaciones, humedad muy alta, plasticidad muy alta, consistencia firme
-  Lentes de material orgánico compuesto por arcilla con trazas de raíces y madera, humedad muy alta, plasticidad muy alta y consistencia muy blanda
-  Arena limosa color gris, compacidad media
-  Máxima profundidad explorada
-  Terreno Natural
-  Nivel de agua encontrado

Figura No. 62. Perfil estratigráfico general del área del proyecto-Perfil A-A. Fuente: Propia, 2016.

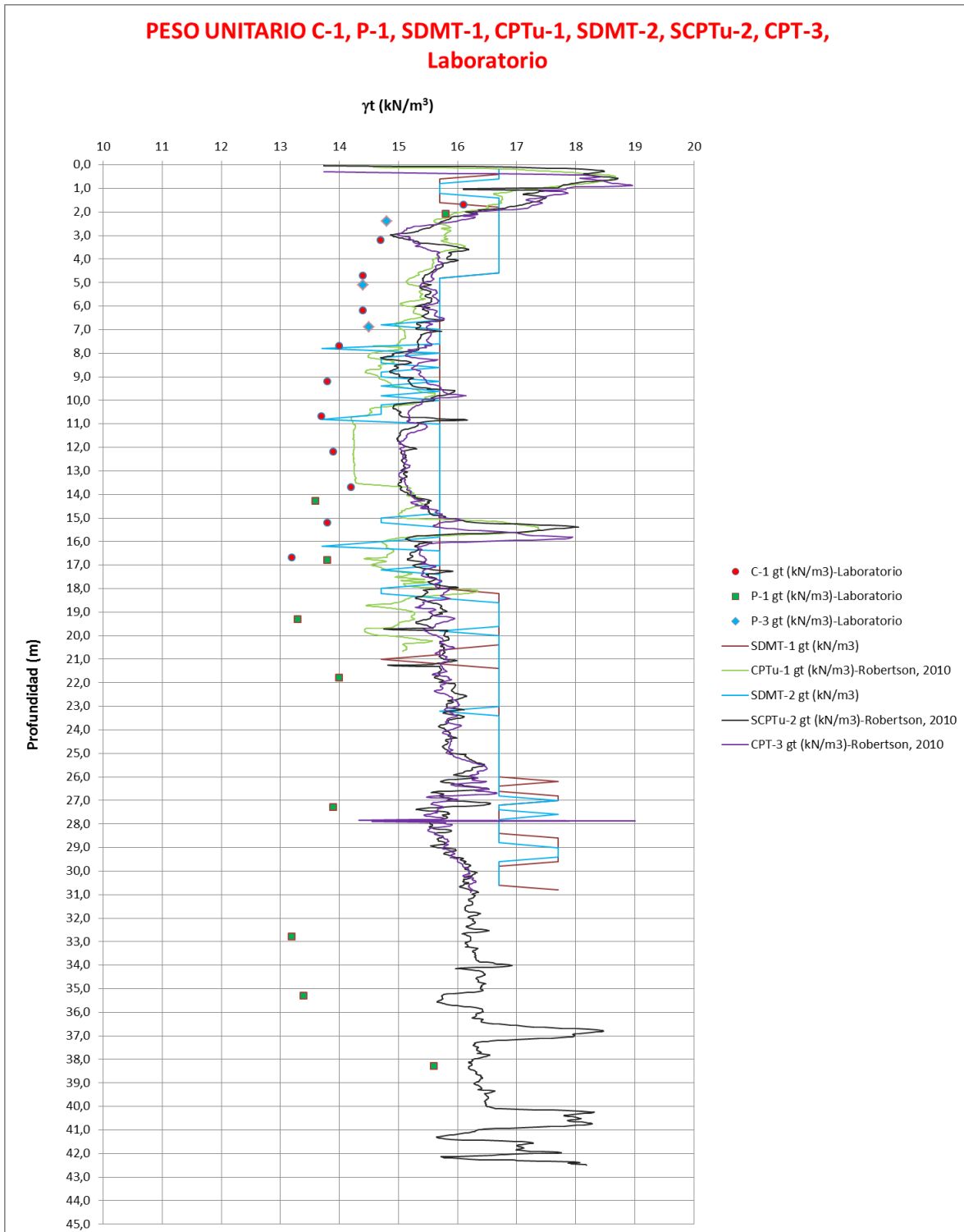
5.2 Peso unitario de los suelos

El peso unitario del suelo fue obtenido por medio de los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)

En los resultados obtenidos se puede apreciar que los ensayos de laboratorio ofrecen valores menores respecto a los resultados obtenidos con los ensayos de Dilatómetro y Piezocono. En la Gráfica No. 3 se puede apreciar la variación de los pesos unitarios del suelo con la profundidad.

Gráfica No. 3. Variación del peso unitario del suelo respecto a la profundidad



Fuente: Propia, 2016.

5.3 Resistencia al corte no drenado

La resistencia al corte no drenado fue obtenida por los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)
- Correlaciones de diferentes autores en función del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

En las siguientes graficas se puede apreciar la variación de la resistencia al corte con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología. En la Gráfica No. 4 se aprecia la variación de la resistencia al corte con todos los métodos utilizados.

En la Gráfica No. 5 se aprecia que la resistencia al corte no drenado obtenida con ensayos de compresiones inconfiadas presenta valores menores respecto a los obtenidos con ensayos de Triaxial no consolidados no drenados (UU). A diferencia de los ensayos de compresión inconfiada en el Triaxial (UU) se aplica el esfuerzo de confinamiento al que está sometido el suelo, lo que representa una condición más real del comportamiento in-situ.

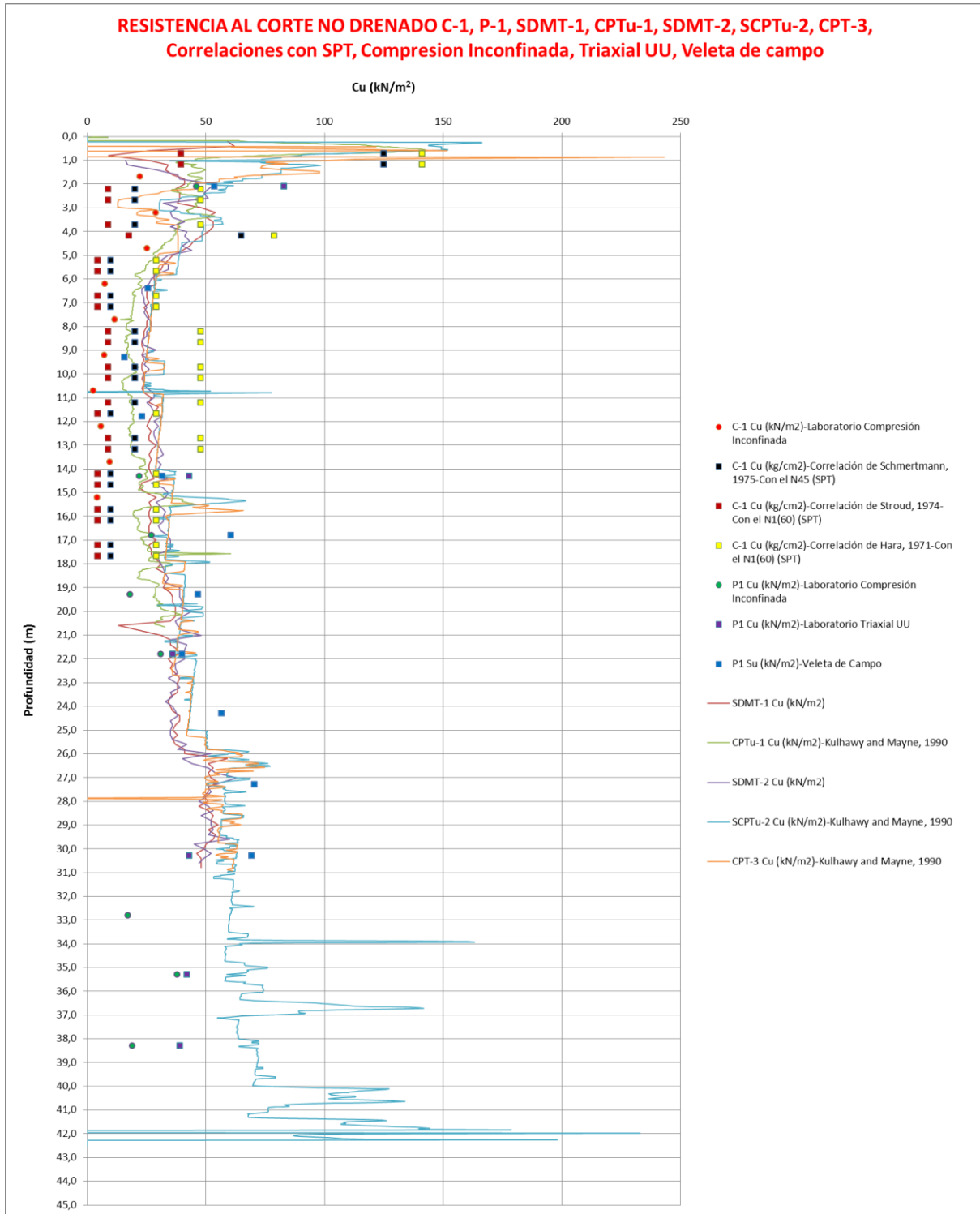
Al comparar los resultados de la veleta de campo respecto a los obtenidos con el Triaxial UU se observa que son muy parecidos en algunas profundidades, mientras que en otras presenta diferencias.

El ensayo de Piezocono permitió obtener la resistencia al corte no drenada cada 2.0 cm mientras que el Dilatómetro de Marchetti permitió obtener la resistencia al corte no drenado del suelo cada 20 cm. Los resultados de dichos ensayos presentan un comportamiento parecido a los obtenidos en el Triaxial UU y la veleta de campo.

De igual manera y en donde fue posible se obtuvo la resistencia al corte no drenada con correlaciones en función del ensayo de penetración estándar SPT.

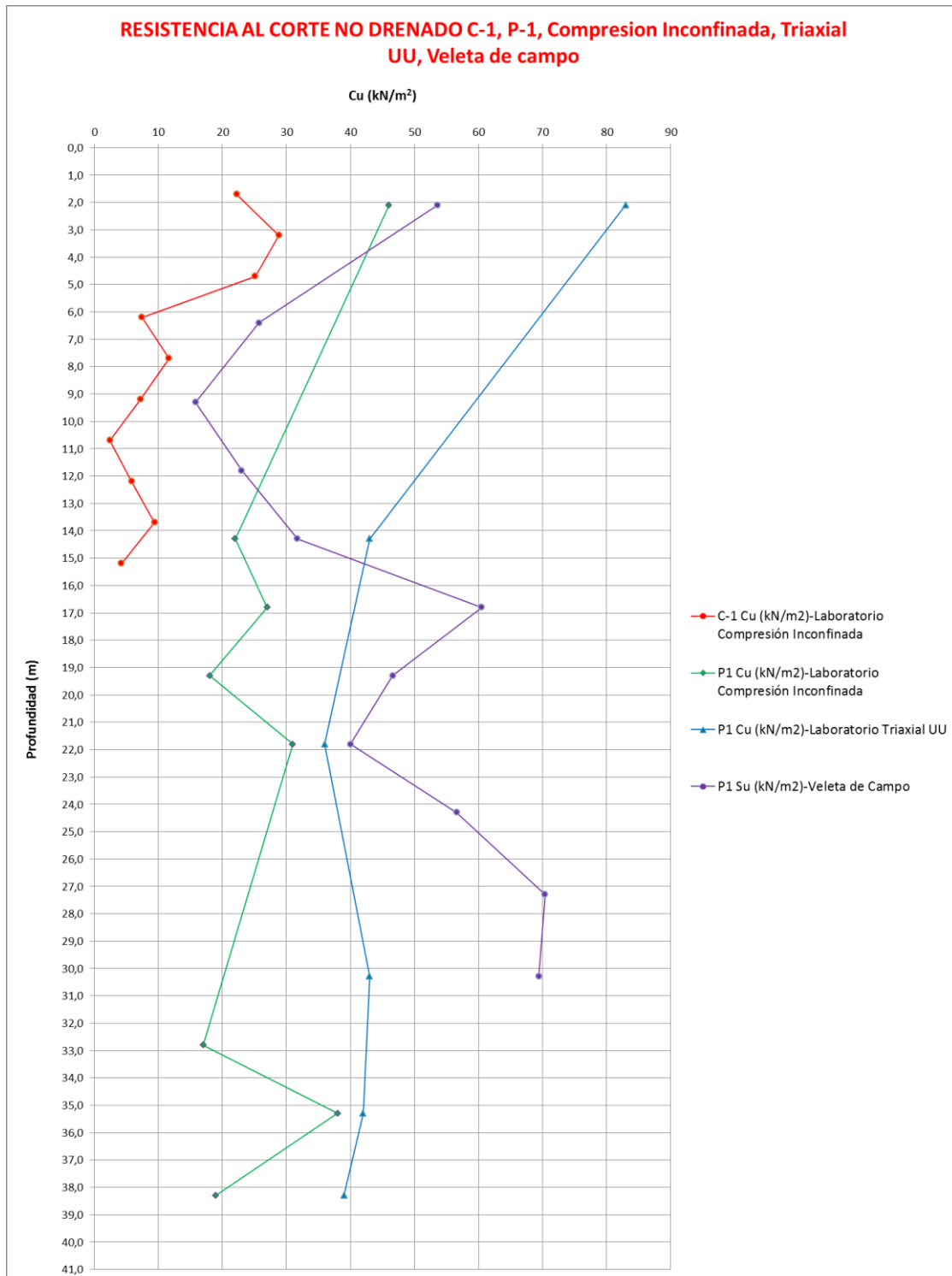
En la Gráfica No. 6, Gráfica No. 7, Gráfica No. 8 y Gráfica No. 9 se muestra la variación de la resistencia al corte no drenado de acuerdo al método de obtención y respecto a la profundidad, además, la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 4. Resistencia al corte no drenado con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.



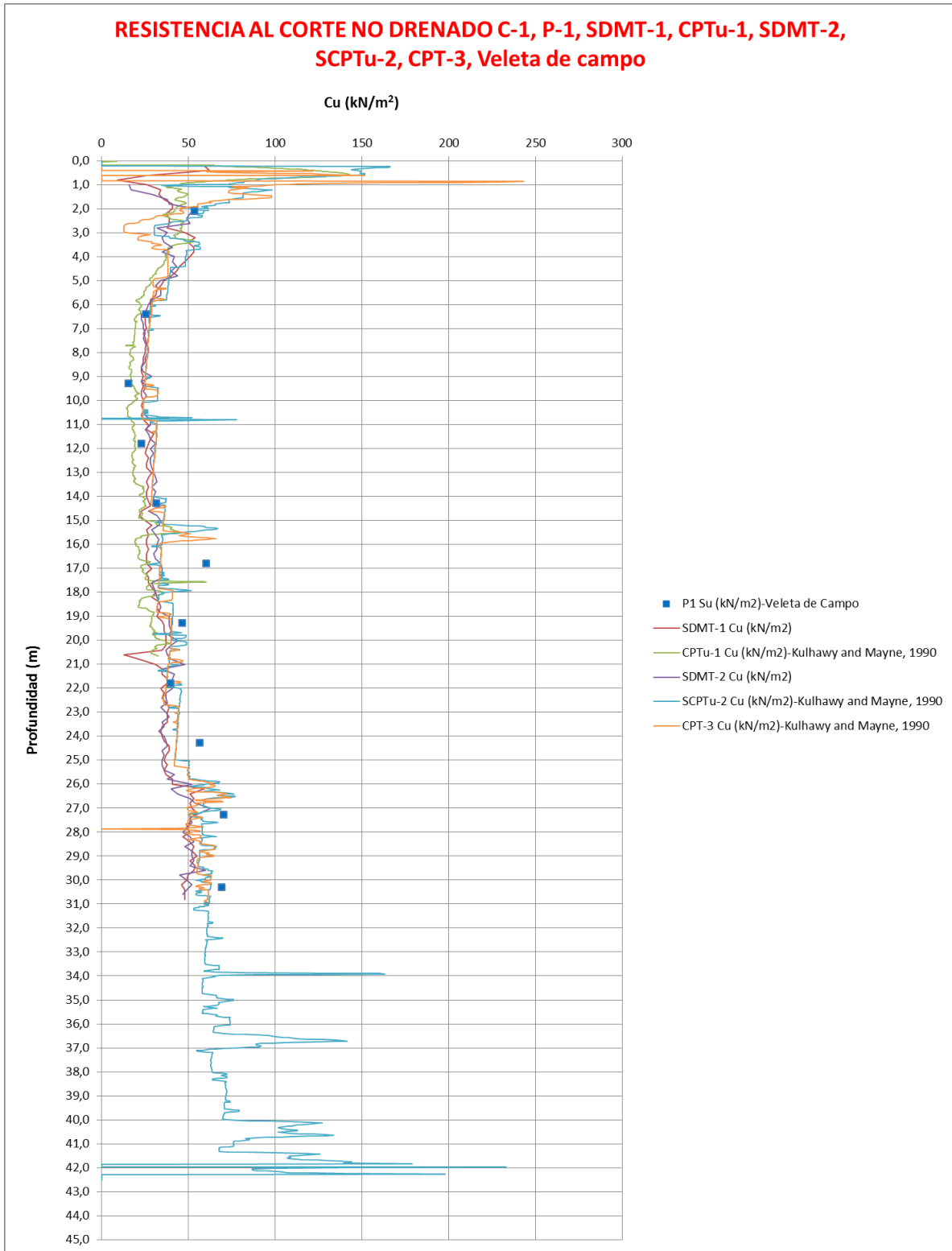
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 5. Resistencia al corte no drenado por medio de ensayos de laboratorio y de campo.



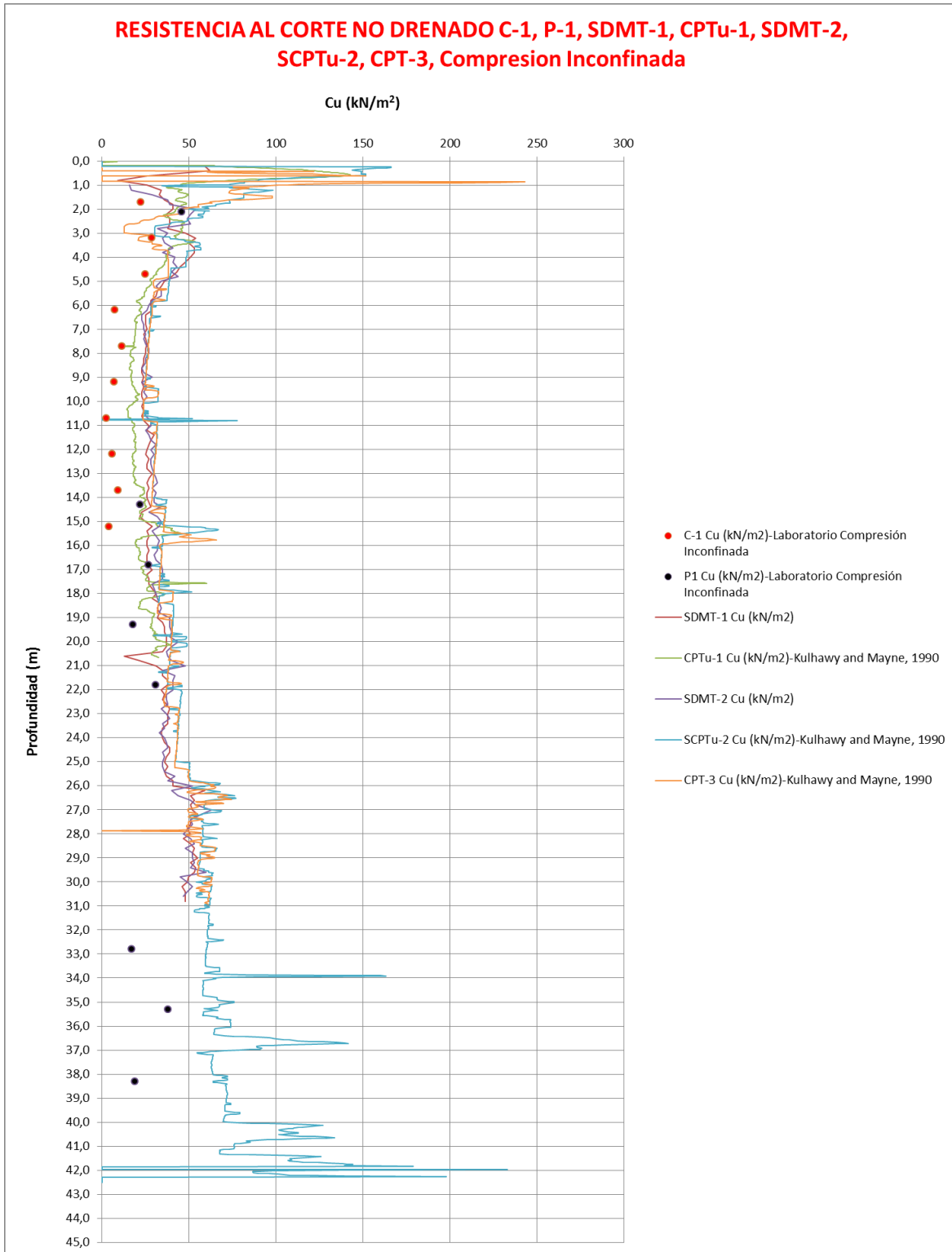
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 6. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y veleta de campo.



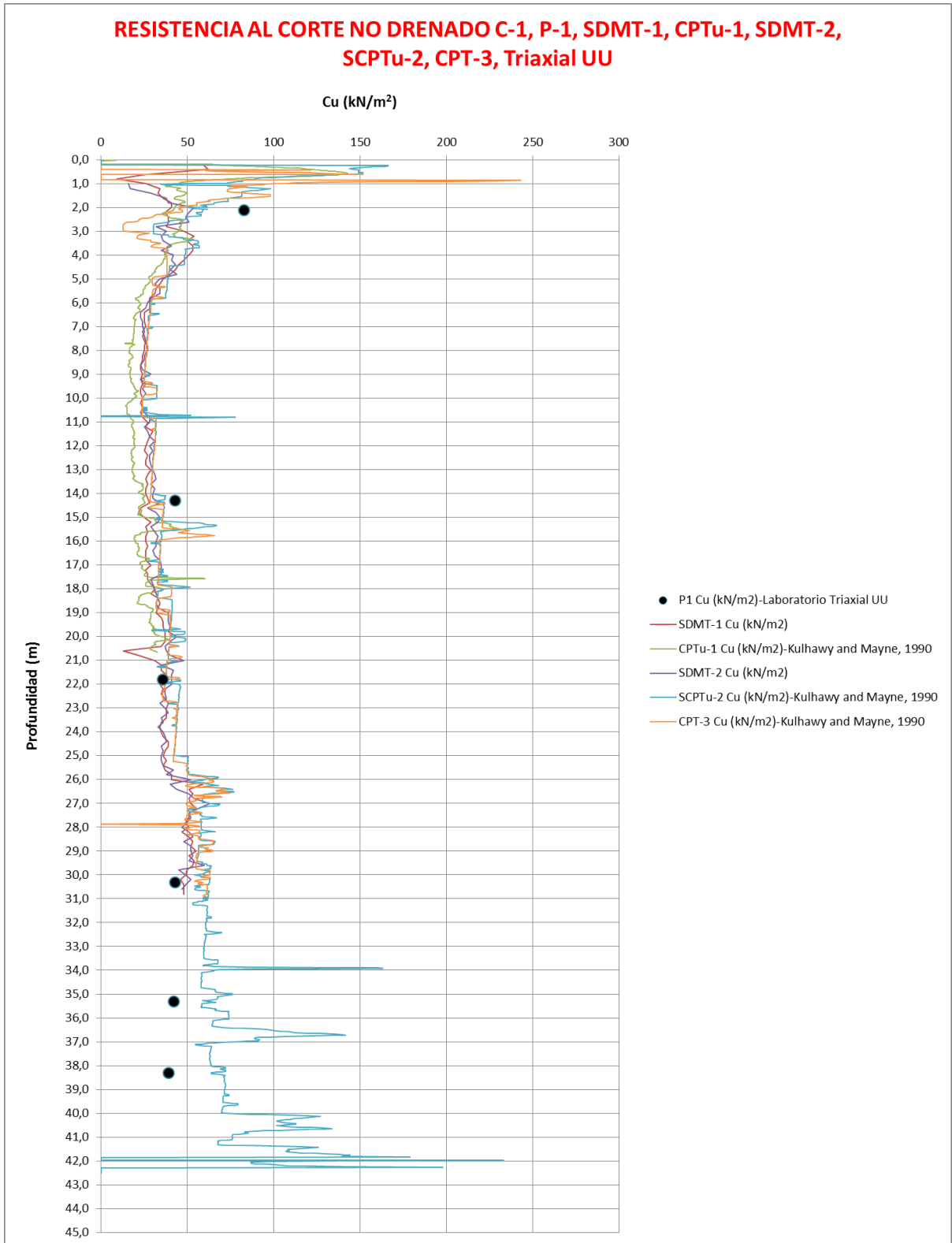
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 7. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de compresión inconfiada.



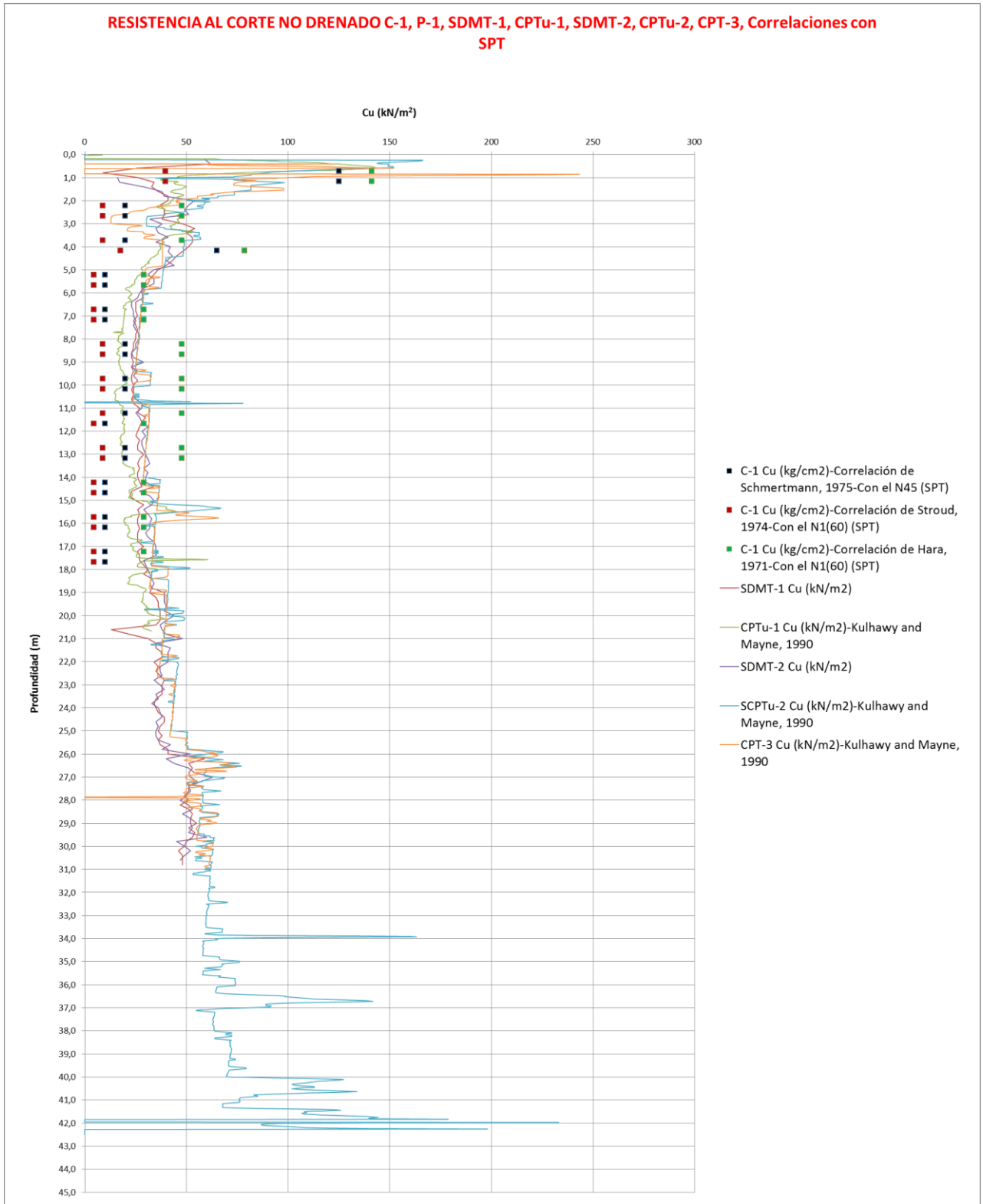
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 8. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de Triaxial UU.



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 9. Resistencia al corte no drenado con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y correlaciones con el Ensayo de Penetración Estándar.



Fuente: Propia, 2016.

5.4 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad fue obtenido por los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)
- Correlaciones de diferentes autores en función del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
- Correlaciones de diferentes autores en función del ensayo de veleta de campo.

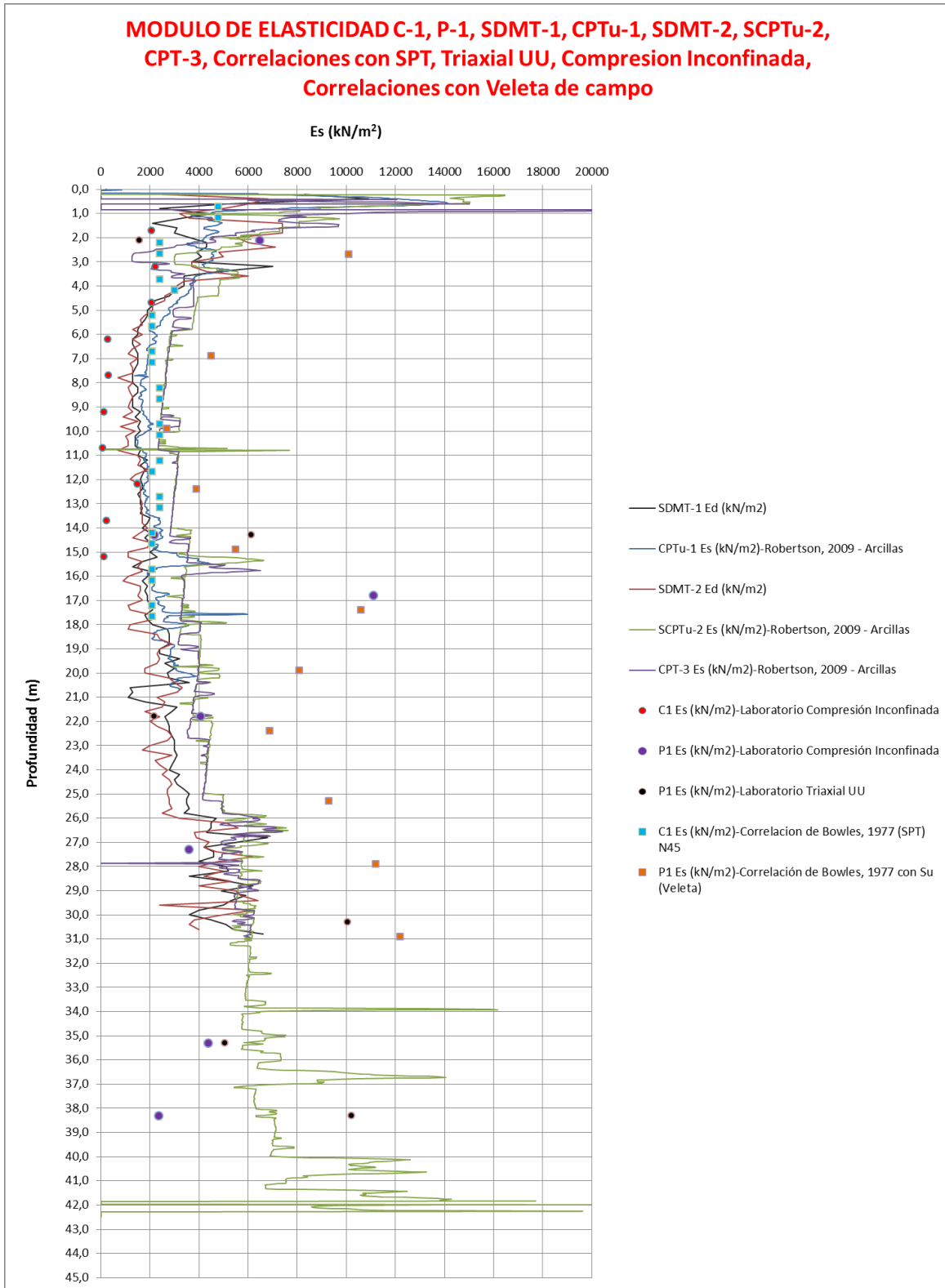
Se obtuvieron los módulos de elasticidad de la relación esfuerzo Vs deformación por medio de los ensayos de compresión confinada y Triaxial UU, como resultado se obtuvieron valores menores con el ensayo de compresión confinada respecto al ensayo Triaxial UU. (Ver Gráfica No. 11 y Gráfica No. 12)

Por otra parte se obtuvieron los valores del módulo con los ensayos de campo Piezocono y Dilatómetro de Marchetti cada 2 cm y 20 cm respectivamente. Los resultados obtenidos son similares con estas dos metodologías, al comparar estos resultados con los módulos obtenidos con ensayos de laboratorio se evidencia que los resultados de los módulos con el ensayo Triaxial UU son los que presentan mayor similitud. (Ver Gráfica No. 11 y Gráfica No. 12)

Adicional se obtuvieron los módulos de elasticidad en función del ensayo de penetración estándar (SPT) y veleta de campo, los resultados obtenidos con las correlaciones del SPT presentan mayor similitud con los resultados del ensayo del Cono y Dilatómetro, los valores reportados con la correlación en función de la veleta de campo son más altos respecto a las demás metodologías. (Ver Gráfica No. 13).

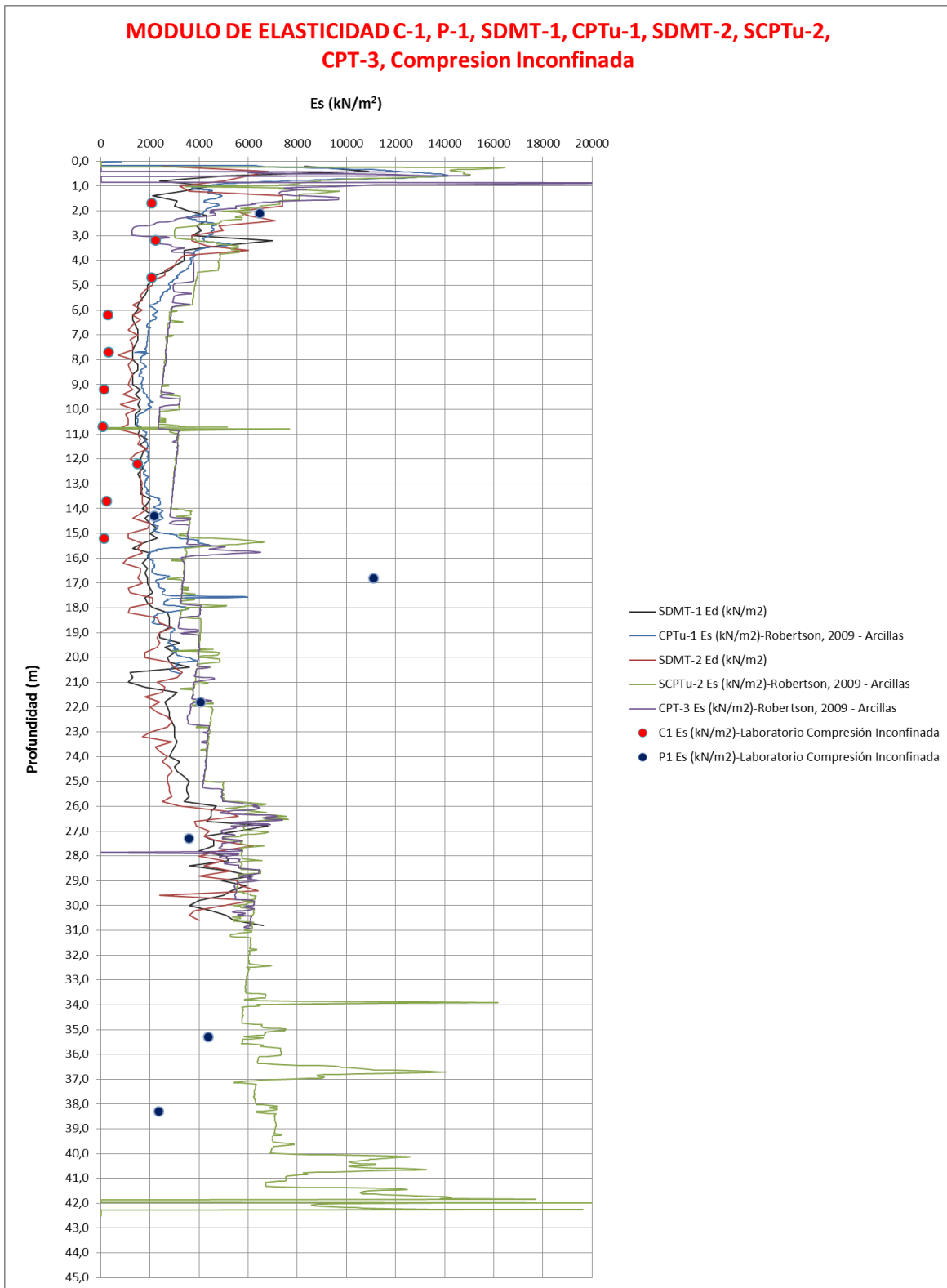
En las siguientes graficas se puede apreciar la variación del módulo de elasticidad con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 10. Módulo de elasticidad con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.



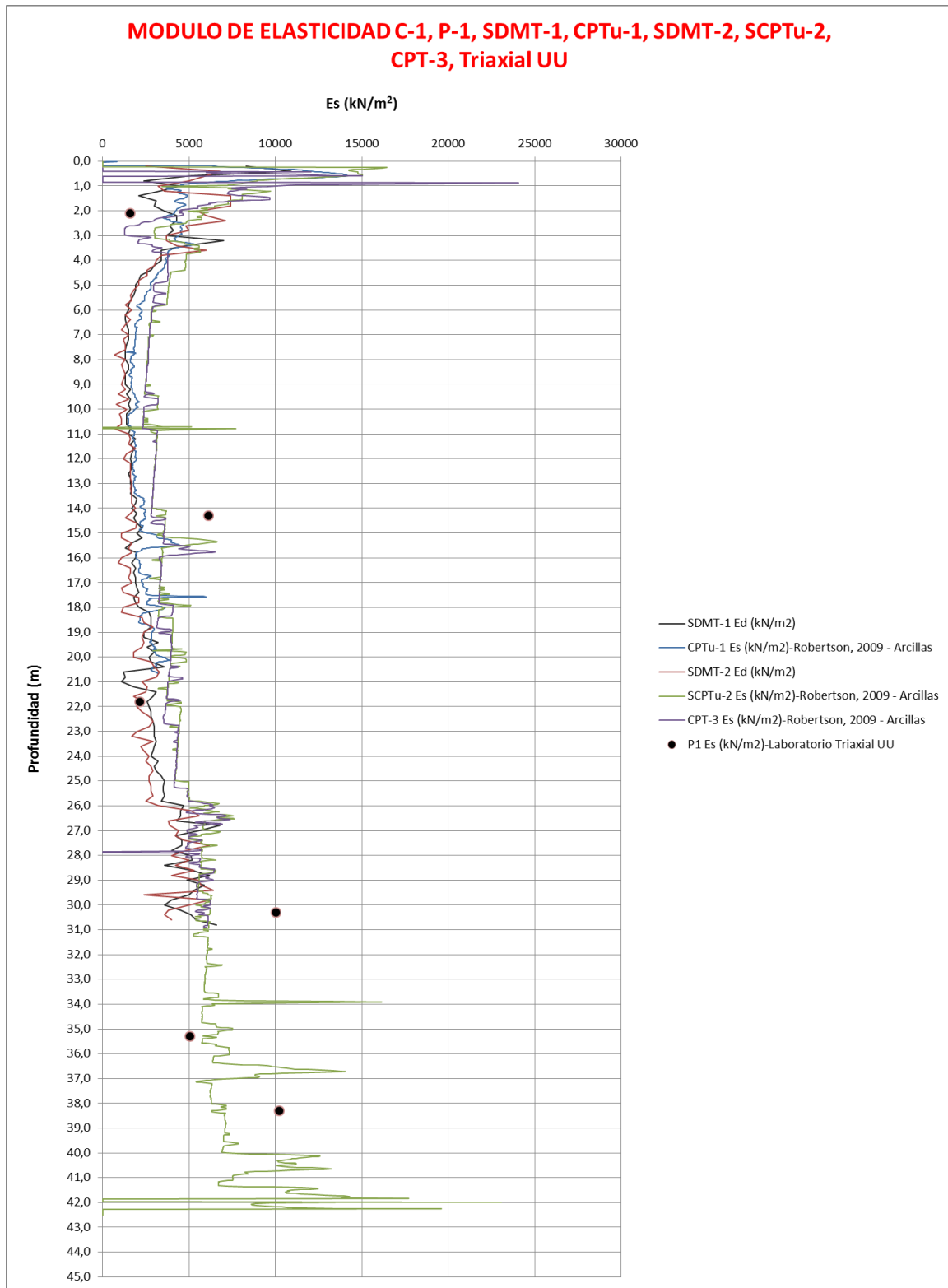
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 11. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de compresión inconfiada.



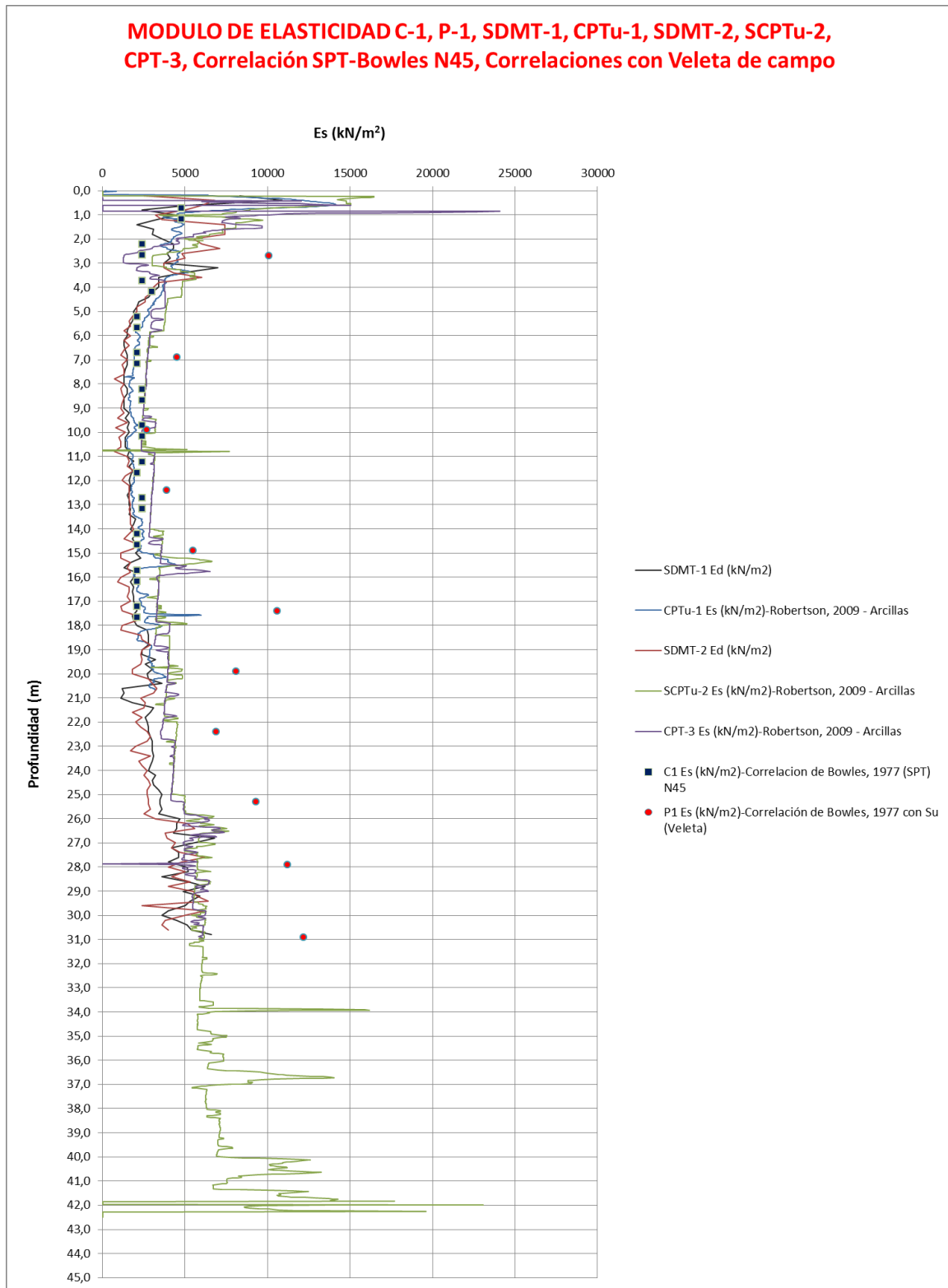
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 12. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y ensayos de triaxial UU.



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 13. Módulo de elasticidad con Dilatómetro de Marchetti, Piezocono y correlaciones en función del SPT y la veleta de campo.



Fuente: Propia, 2016.

5.5 Sensitividad

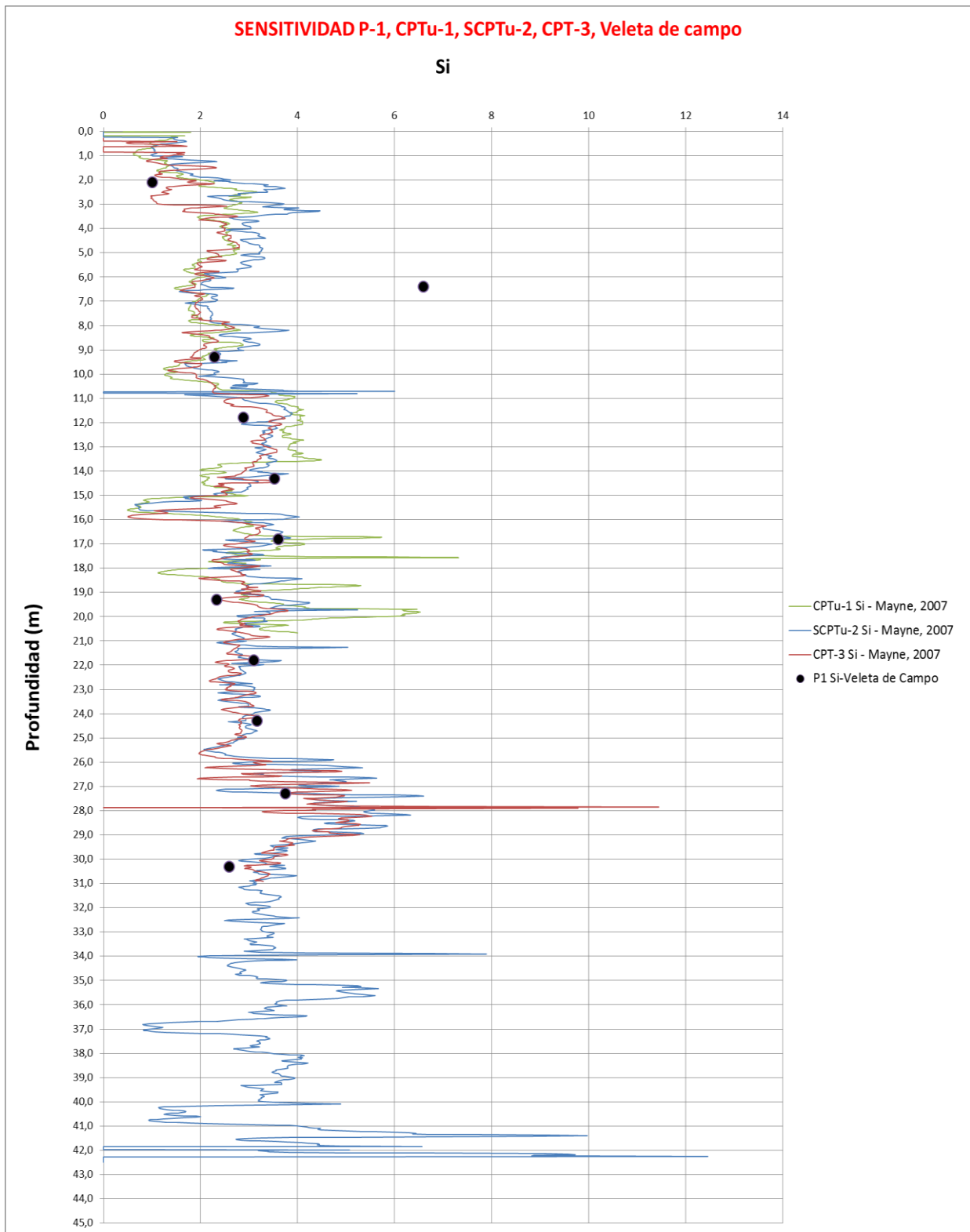
La Sensitividad del suelo fue obtenida por los siguientes métodos:

- Ensayo de veleta de campo
- Piezocono sísmico (SCPTu)

Se obtuvieron los valores de la sensibilidad del suelo con el ensayo de campo Piezocono cada 2 cm y con los ensayos de veleta de campo. Los resultados obtenidos son similares con estas dos metodologías.

En la Gráfica No. 14 se puede apreciar la variación de la sensibilidad con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 14. Sensitividad obtenida con Piezocono y ensayos de veleta de campo.



Fuente: Propia, 2016.

5.6 Coeficiente de presión de tierras en reposo

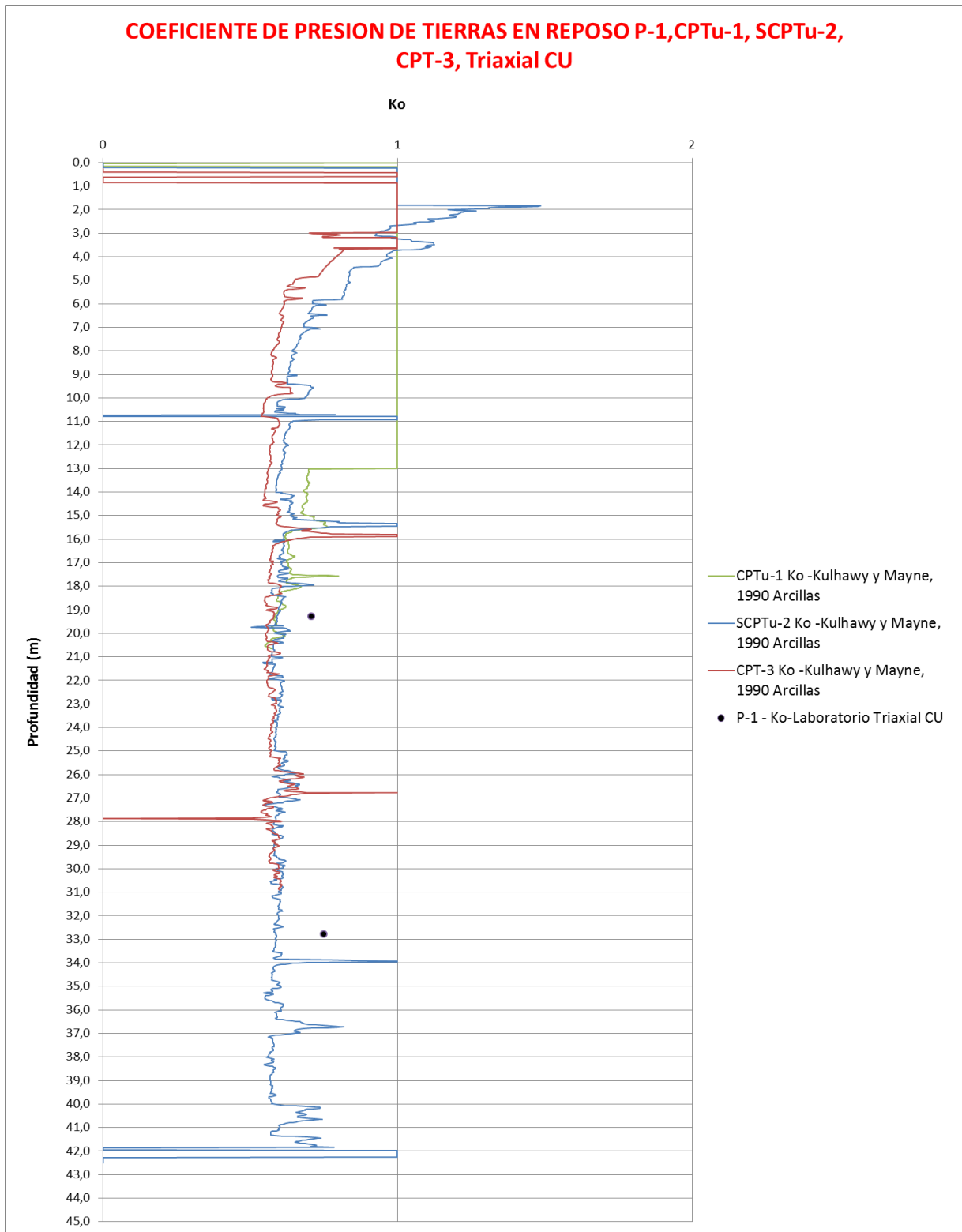
Los valores del coeficiente de presión de tierras en reposo del suelo fueron obtenidos por los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Piezocono sísmico (SCPTu)

Con los ensayos de laboratorio de Triaxial consolidado no drenado (CU) se obtuvieron datos del ángulo de fricción del suelo y a partir de estos datos se obtuvo el coeficiente de presión de tierras en reposo, estos datos fueron comparados con los resultados obtenidos por el ensayo de campo de Piezocono sísmico.

En la Gráfica No. 15 se puede apreciar la variación del coeficiente de presión de tierras en reposo con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 15. Coeficiente de presión de tierras en reposo obtenido con ensayos de Triaxial CU y ensayos de Piezocono sísmico.

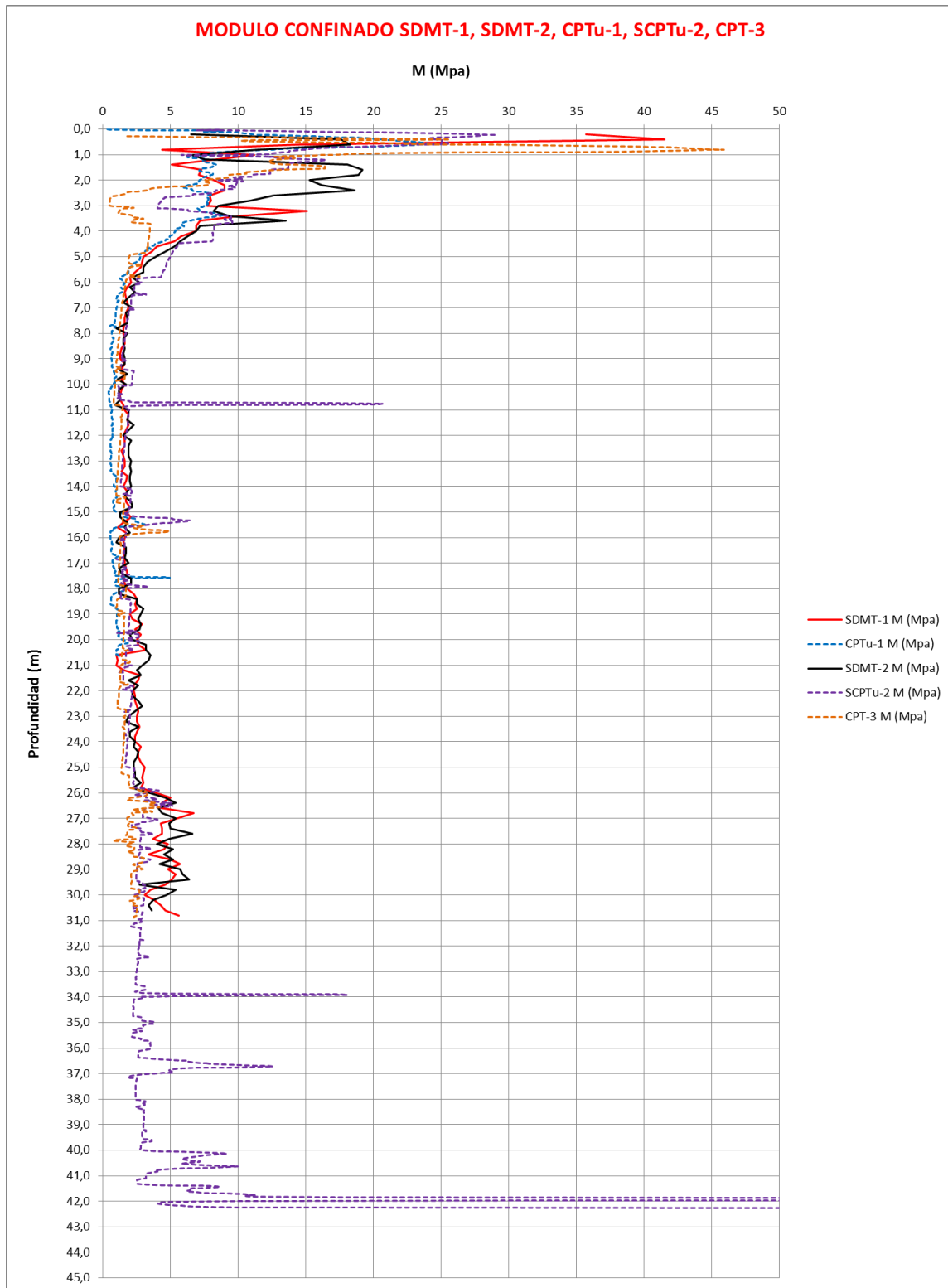


Fuente: Propia, 2016.

5.7 Módulo confinado del suelo

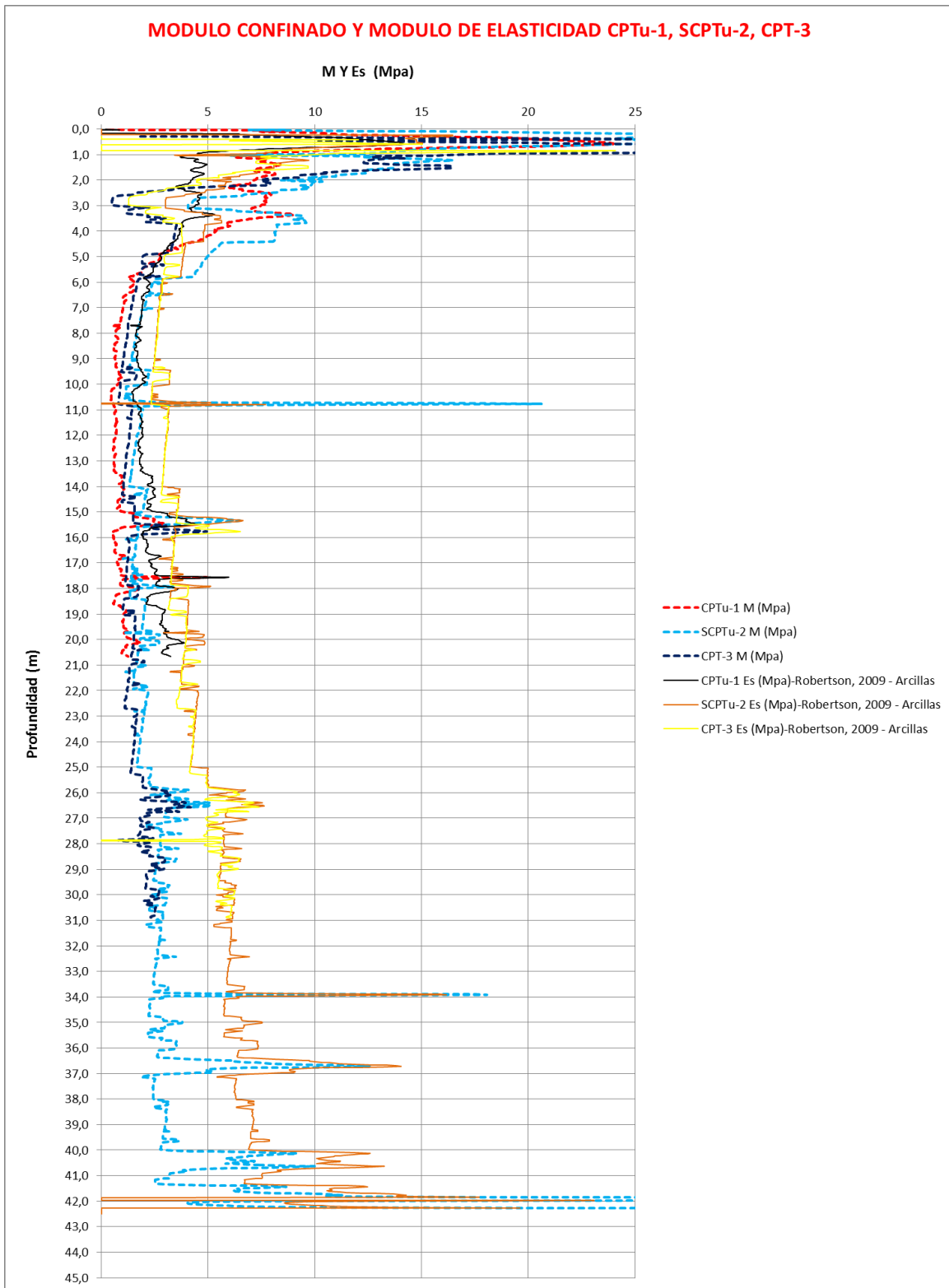
Los ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono permiten obtener el módulo confinado del suelo cada 20.0 y 2.0 cm respectivamente, en la Gráfica No. 16 se puede apreciar que los resultados obtenidos con el Piezocono son menores respecto a los resultados del Dilatómetro, si comparamos estos resultados con resultados del módulo de elasticidad del suelo se puede apreciar que el modulo confinado del suelo presenta datos menores que el módulo de elasticidad, (ver figura Gráfica No. 17 y Gráfica No. 18).

Gráfica No. 16. Modulo confinado del suelo obtenido con los ensayos de campo de Piezocono y Dilatómetro.



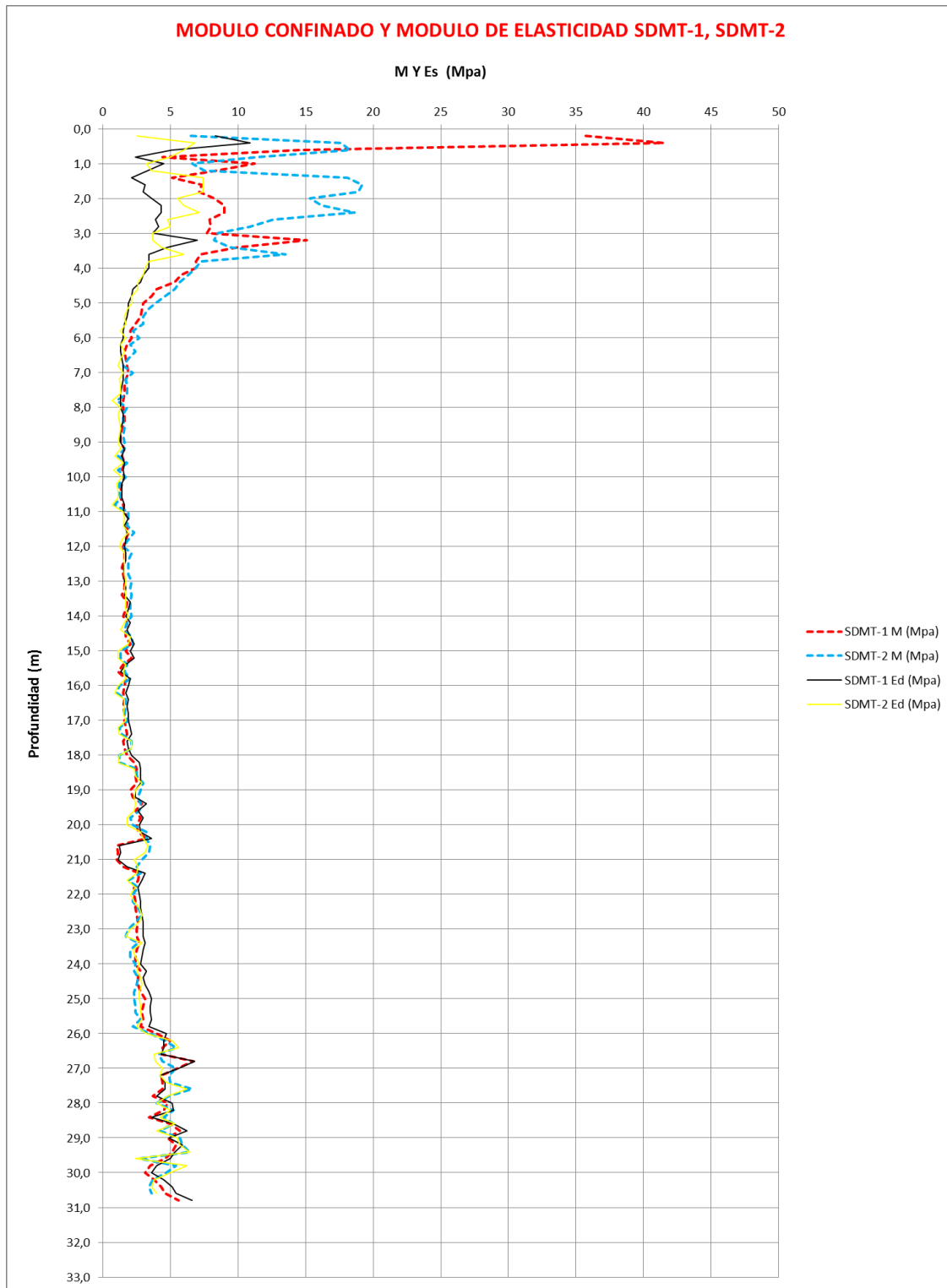
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 17. Modulo confinado del suelo comparado con el módulo de elasticidad, resultados obtenidos del ensayo de campo de Piezocono.



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 18. Módulo confinado del suelo comparado con el módulo de elasticidad, resultados obtenidos del ensayo de campo Dilatómetro.



Fuente: Propia, 2016.

5.8 Relación de sobreconsolidación (OCR)

La relación de sobreconsolidación fue obtenida por los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)
- Correlaciones de diferentes autores en función del Ensayo de Penetración Estándar
- Correlaciones de diferentes autores en función del Ensayo de veleta de campo

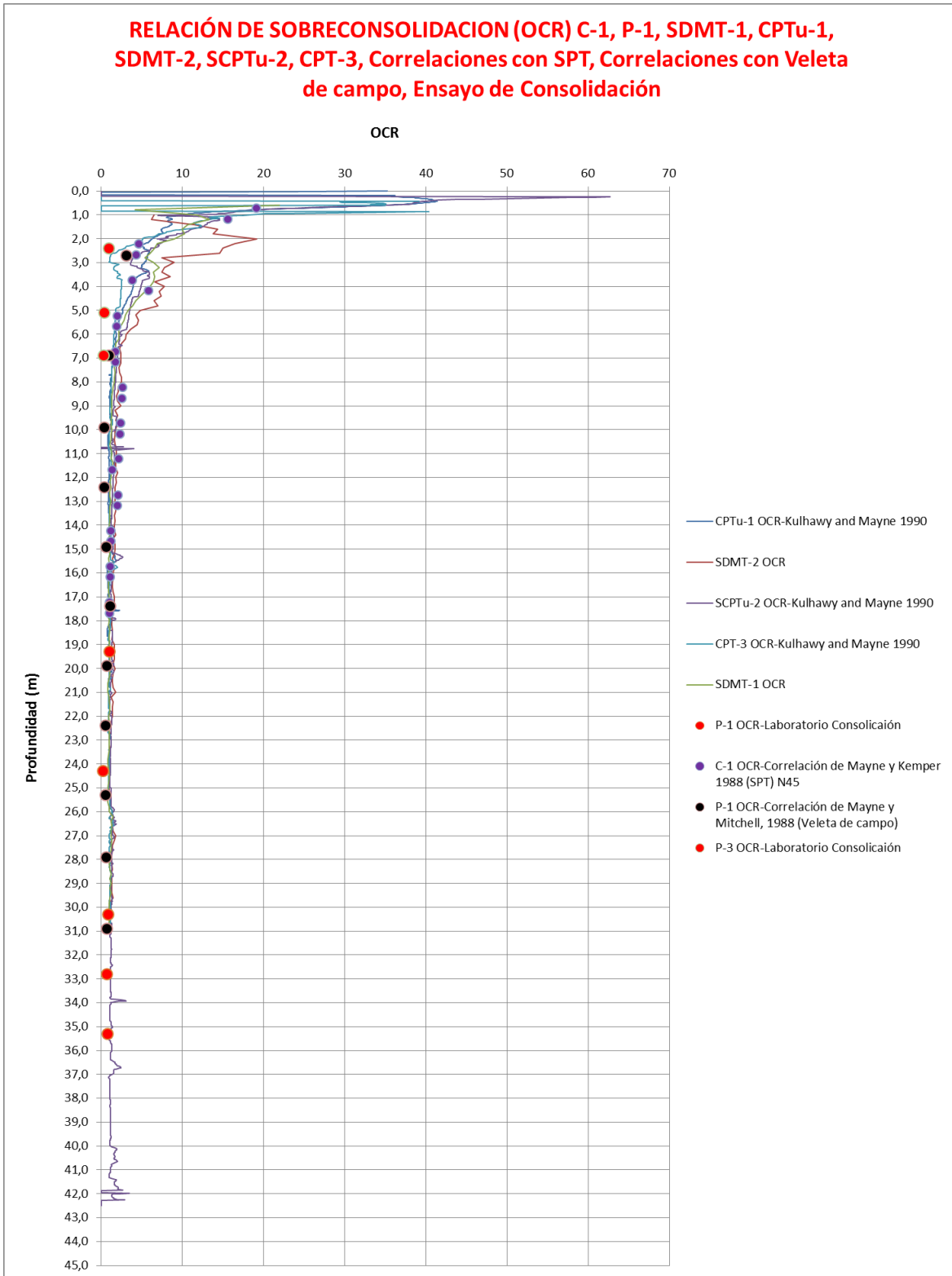
En la Gráfica No. 19 se aprecia la variación de la relación de sobreconsolidación con todos los métodos utilizados.

En la Gráfica No. 20 se aprecia que los datos obtenidos de OCR por medio de ensayos de consolidación presentan similitud con los datos obtenidos por medio de los ensayos de campo del Piezocono y el Dilatómetro.

De igual manera y en donde fue posible se obtuvo la relación de sobreconsolidación con correlaciones en función del ensayo de penetración estándar SPT y el ensayo de veleta de campo, en la Gráfica No. 21 y Gráfica No. 22 se aprecia que los resultados obtenidos por estas metodologías y comparados con los ensayos de campo de dilatómetro y Piezocono tienen bastante similitud.

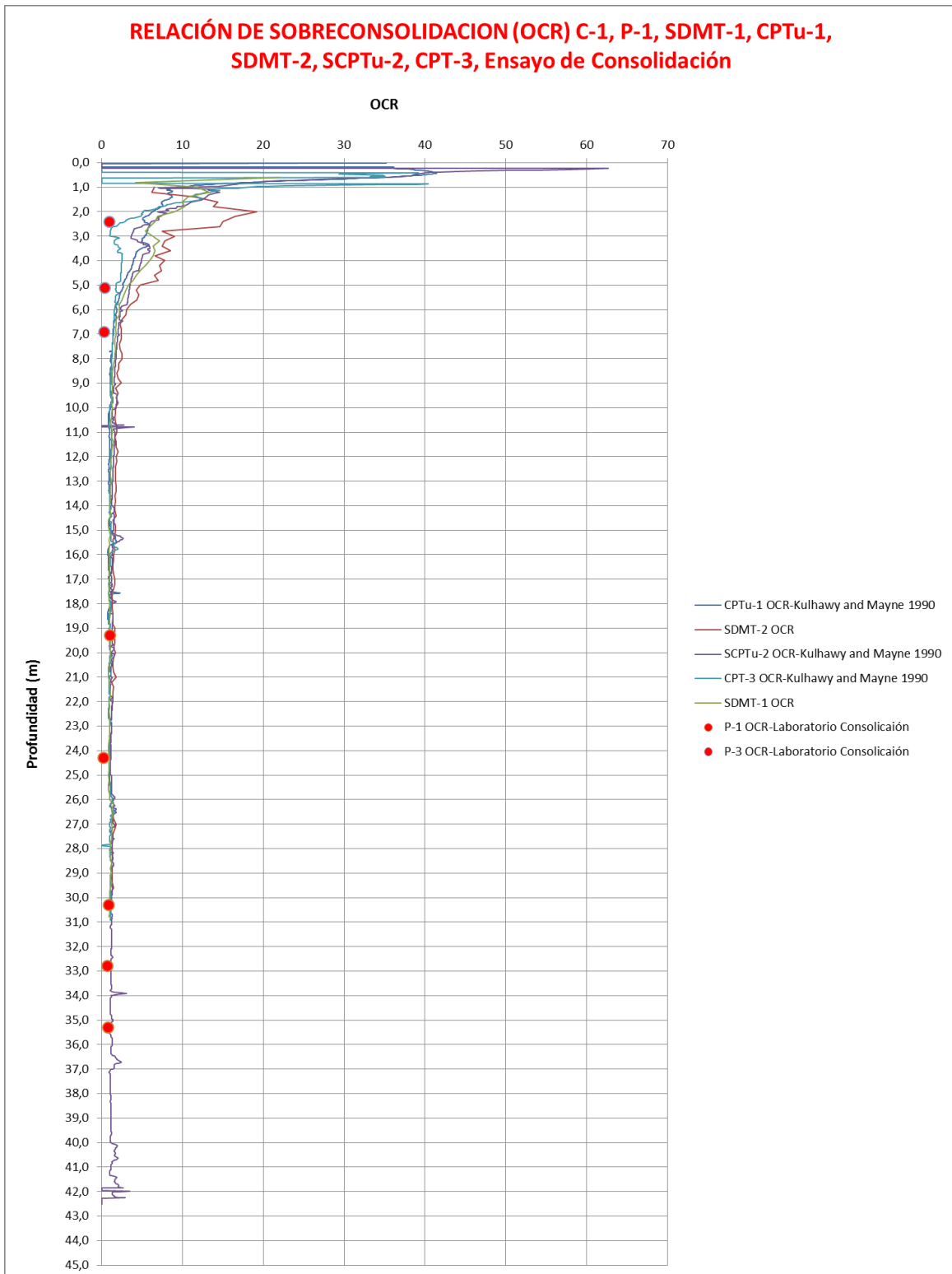
En las siguientes graficas se puede apreciar la variación de la relación de sobreconsolidación con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 19. Relación de sobreconsolidación obtenido con todos los métodos utilizados en el proyecto de grado.



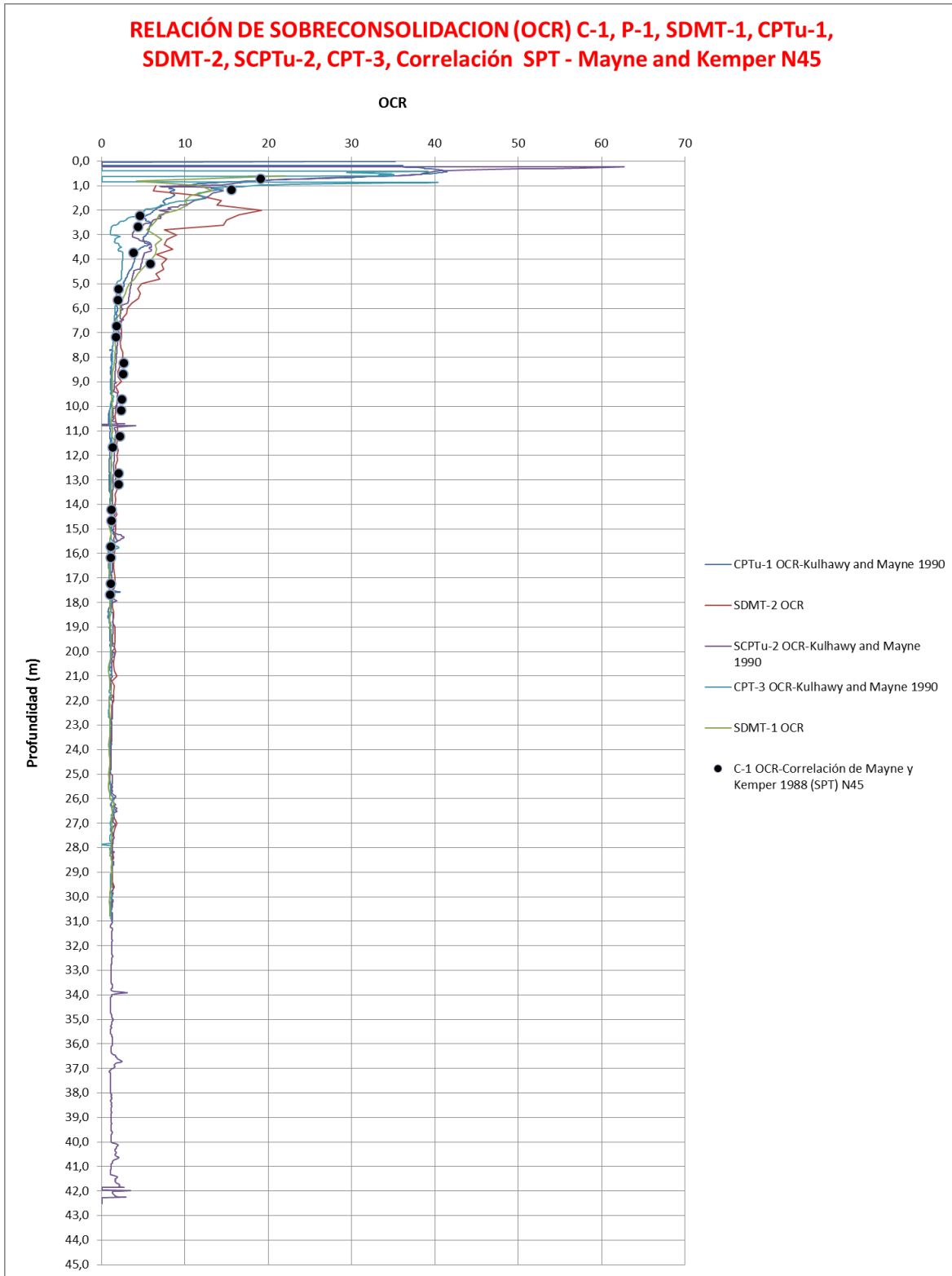
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 20. Relación de sobreconsolidación obtenida con ensayos de laboratorio de consolidación y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.



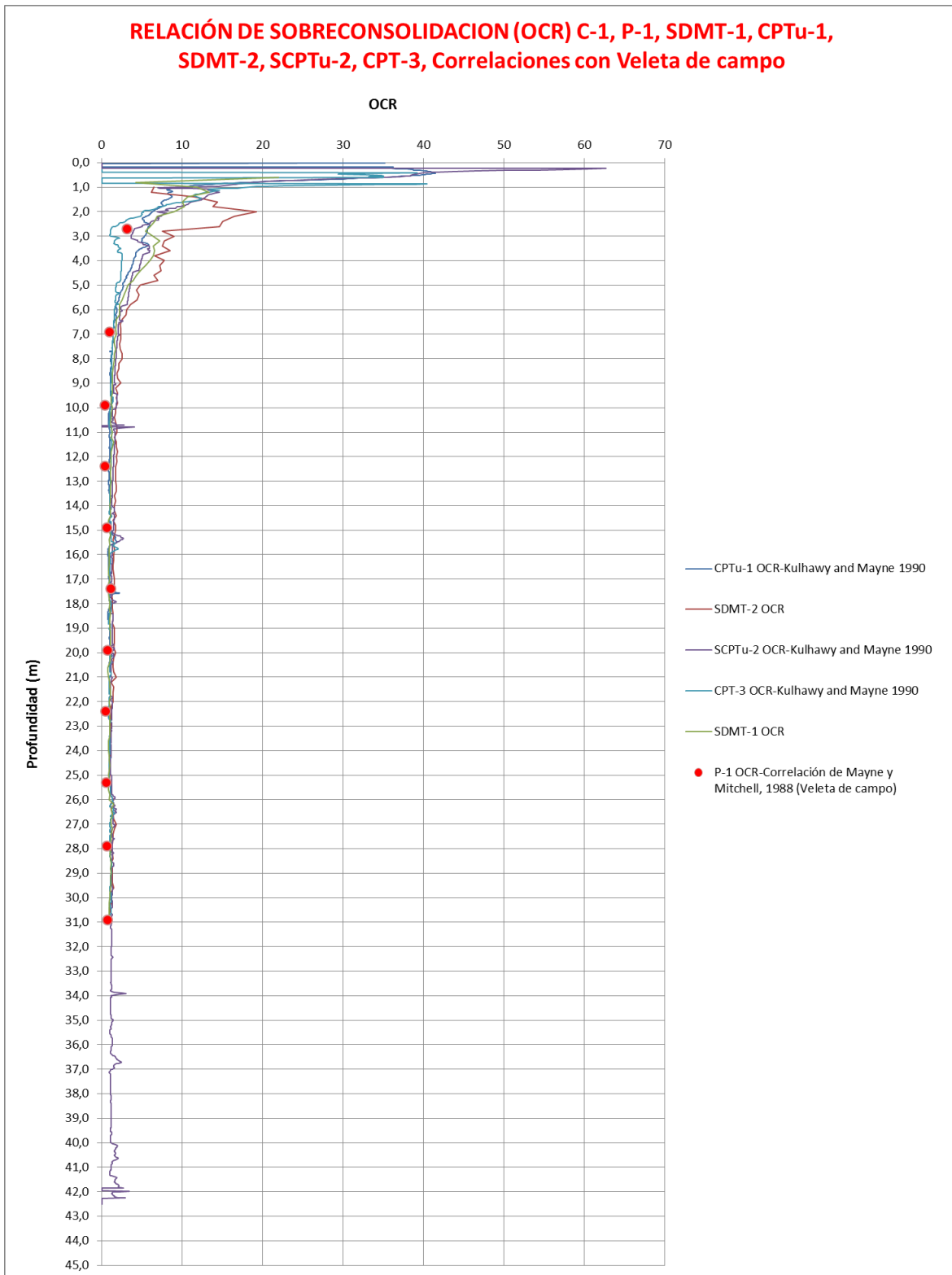
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 21. Relación de sobreconsolidación obtenida con correlaciones en función del SPT y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 22. Relación de sobreconsolidación obtenida con correlaciones en función del ensayo de veleta de campo y ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono.



Fuente: Propia, 2016.

5.9 Ensayo de penetración estándar SPT (Golpes para 30 cm)

Los resultados obtenidos de la prueba de penetración estándar fueron corregidos utilizando la metodología de González (1999).

$$N_{normalizado} = N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Donde

N = Valor de N de campo.

η_1 = Factor por energía del martillo.

η_2 = Factor por longitud de la varilla.

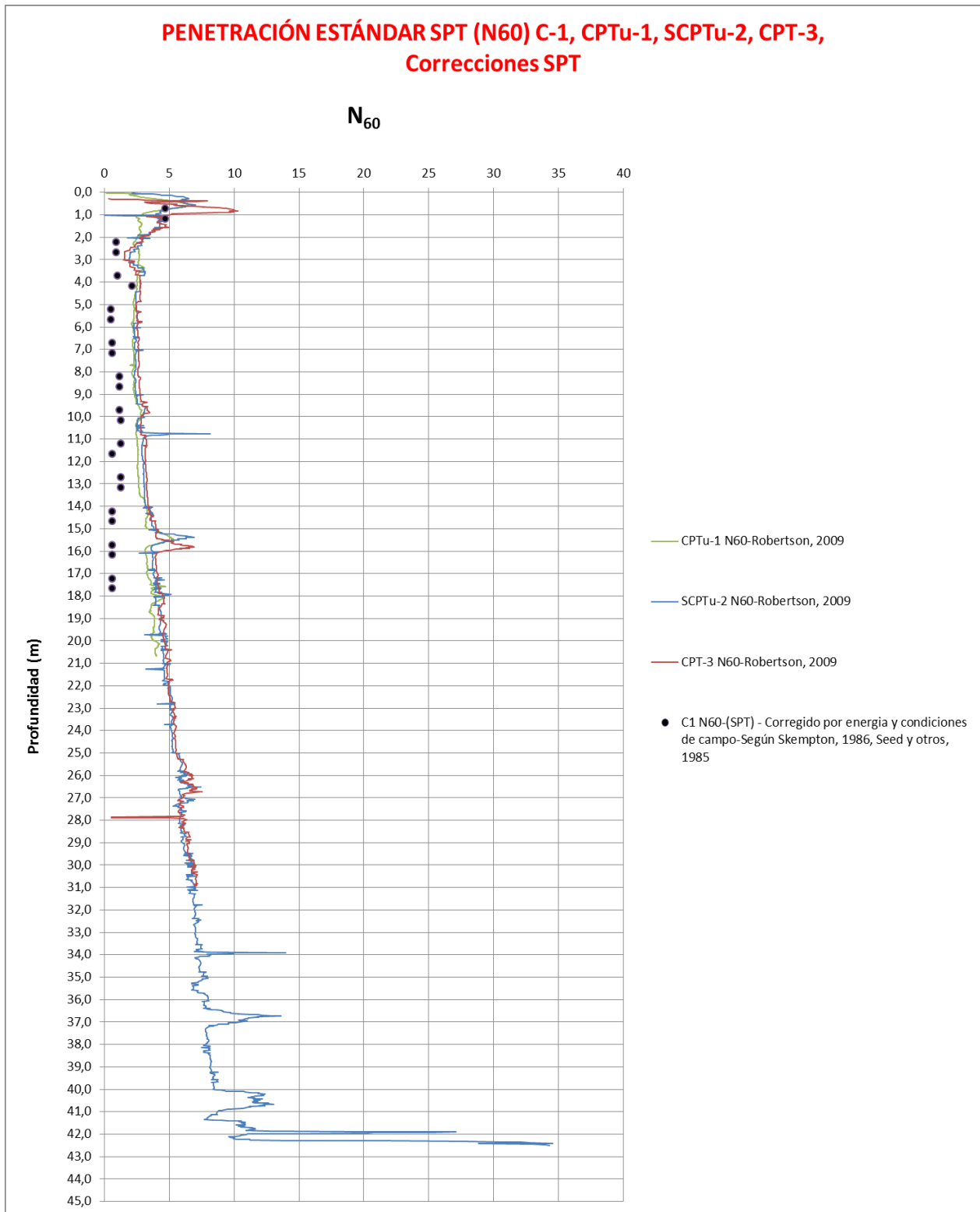
η_3 = Factor por revestimiento interno del tomamuestras.

η_4 = Factor por diámetro de la perforación.

Los valores se corrigieron por condiciones de campo y energía, no se tuvo en cuenta la corrección por confinamiento para obtener un valor de N_{60} . Este valor fue comparado con los resultados del ensayo de campo de Piezocono que permite obtener el número de golpes para 30 cm.

En la Gráfica No. 23 se puede apreciar que después de corregir los valores del N de campo se obtienen valores menores que los presentados por el Piezocono.

Gráfica No. 23. Numero de golpes corregido (N_{60}) comparado con el N obtenido con el Piezocono.



Fuente: Propia, 2016.

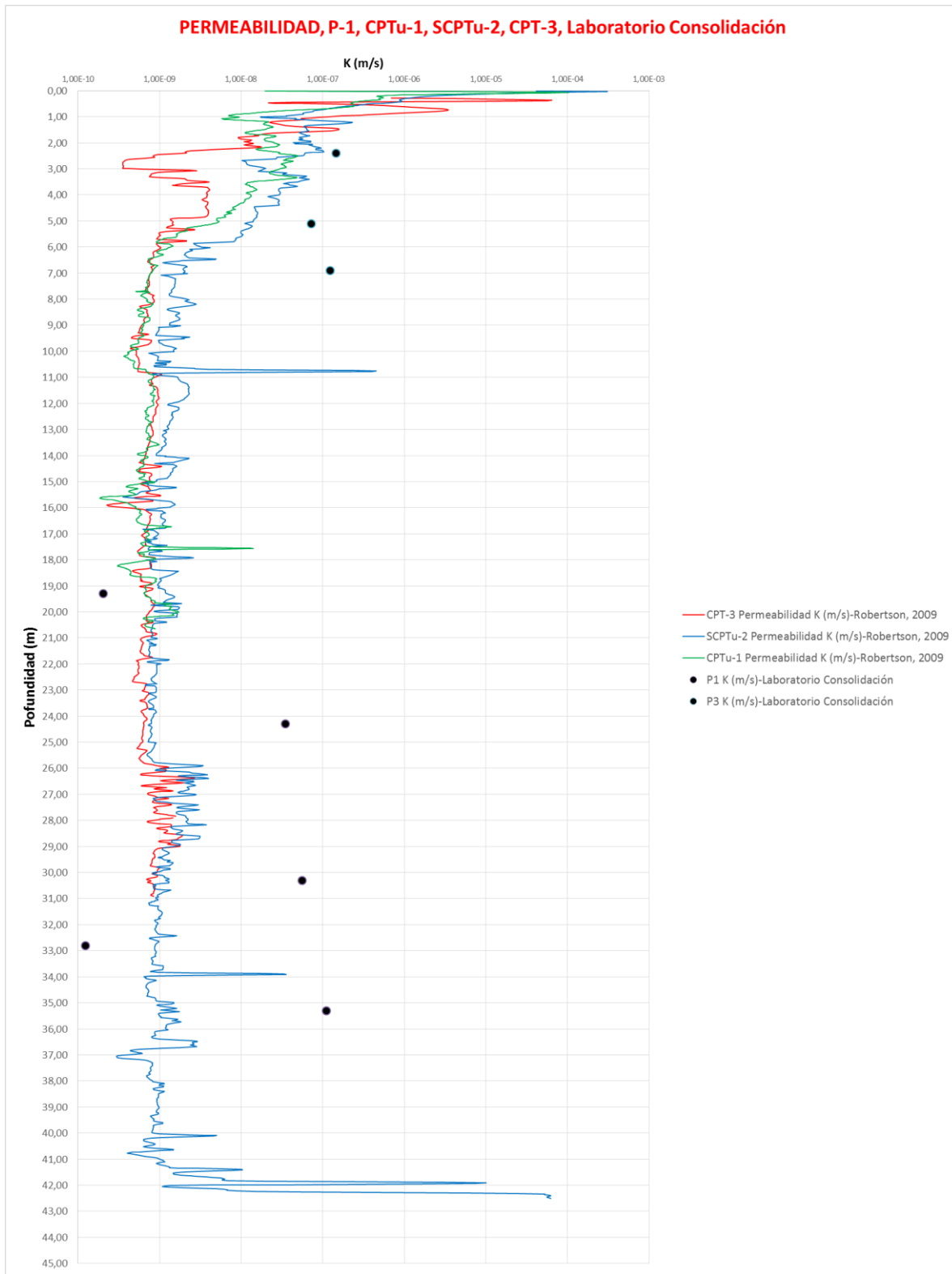
5.10 Permeabilidad

La permeabilidad del suelo fue obtenida por los siguientes métodos:

- Ensayos de laboratorio
- Piezocono sísmico (SCPTu)

En la siguiente grafica se puede apreciar la variación de la permeabilidad con la profundidad y la diferencia entre los resultados obtenidos para cada metodología.

Gráfica No. 24. Permeabilidad obtenida con ensayos de laboratorio de consolidación y ensayos de campo de Piezocono.



Fuente: Propia, 2016.

5.11 Velocidad de onda de corte

La velocidad de onda de corte (V_s) fue obtenida con los siguientes métodos:

- Dilatómetro de Marchetti sísmico (SDMT)
- Piezocono sísmico (SCPTu)
- Correlaciones de diferentes autores en función del Ensayo de Penetración Estándar
- Ensayos de MASW
- Ensayo de Down-Hole (realizado en la perforación P-1 y en el SCPTu-2)

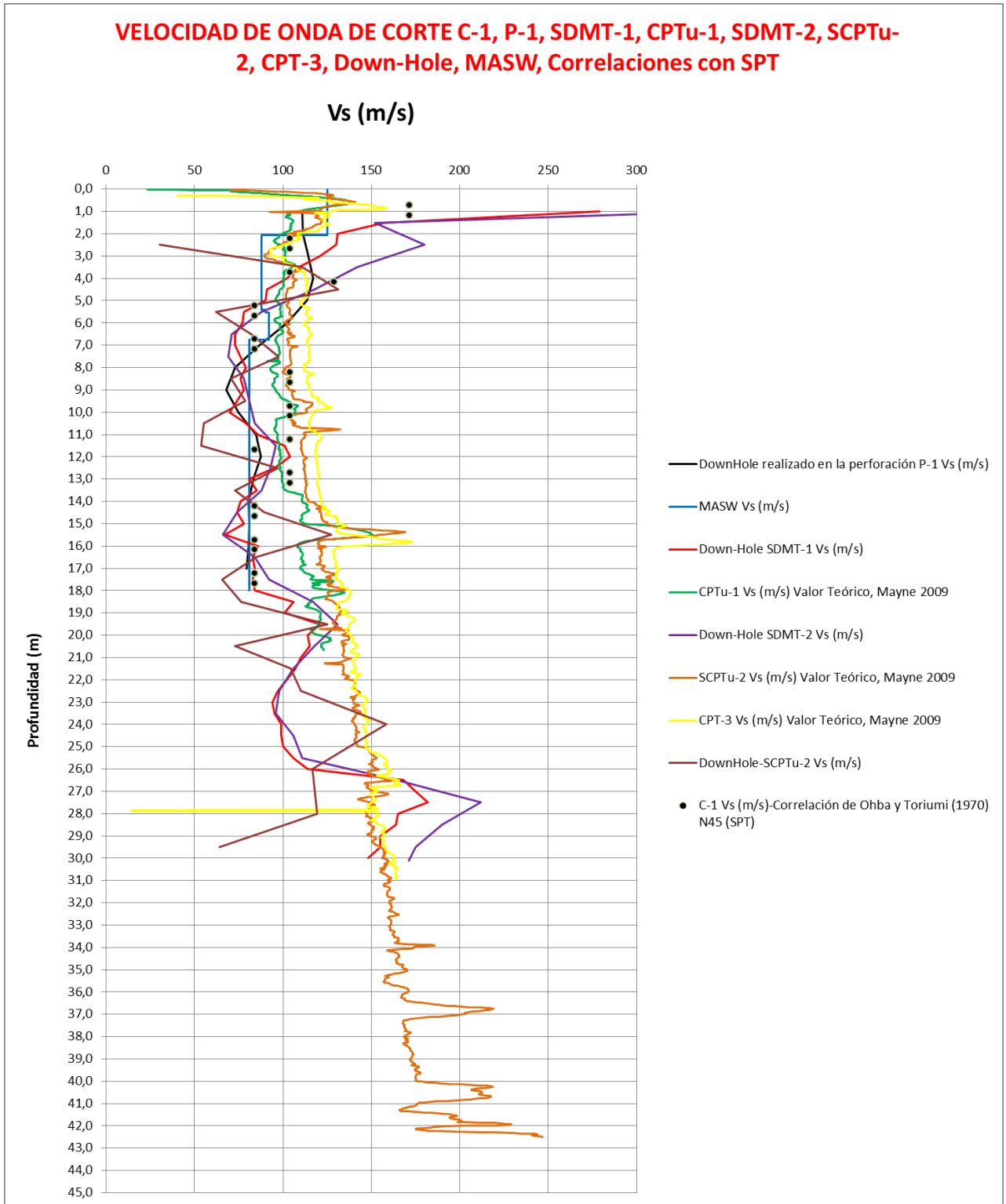
En la Gráfica No. 25 se puede apreciar la variación de la velocidad de onda de corte con todos los métodos utilizados.

La Gráfica No. 26 muestra los datos de velocidad de onda de corte V_s obtenidos por los diferentes métodos directos MASW, Dilatómetro de Marchetti y Down-Hole, Como resultado se obtuvieron datos que presentan bastante similitud en cada una de las metodologías realizadas.

El Piezocono sísmico permite adaptar un geófono en la parte inferior para poder realizar el ensayo de Down-Hole, además puede estimar un valor teórico de la velocidad de onda de corte que es muy acertado, al comparar los resultados de velocidad de onda de corte obtenidos por métodos directos con los resultados teóricos presentados por el Piezocono, se observa que los datos de velocidad de métodos directos son menores que los teóricos, sin embargo, la diferencia entre los datos no es representativa. (Ver Gráfica No. 27).

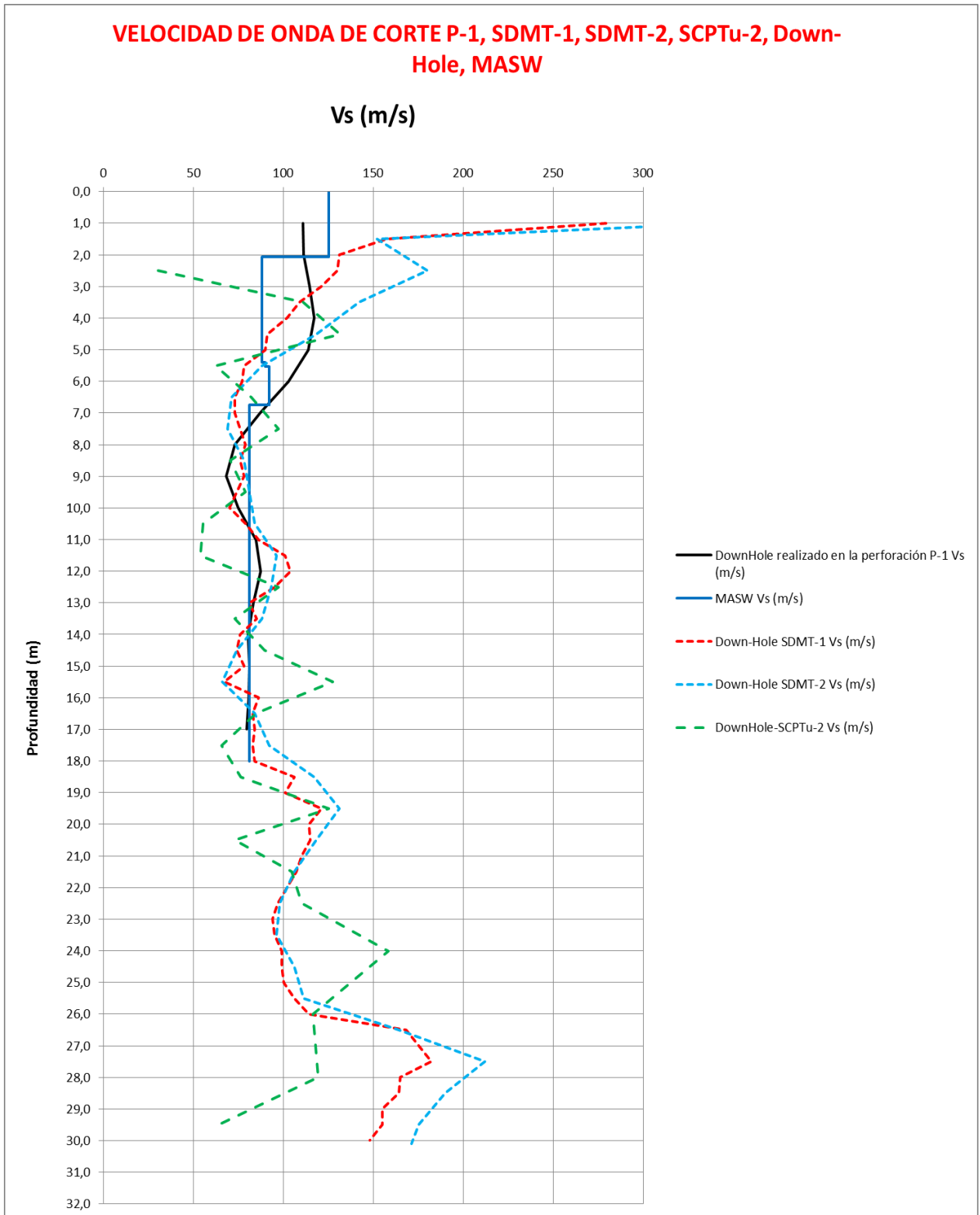
De igual manera y en donde fue posible se obtuvo la velocidad de onda de corte con correlaciones en función del ensayo de penetración estándar SPT, se puede observar que los resultados obtenidos se mantienen en el rango de velocidades obtenidas con las demás metodologías. (Ver Gráfica No. 25).

Gráfica No. 25. Velocidad de onda de corte obtenida por los diferentes métodos utilizados en el proyecto de grado.



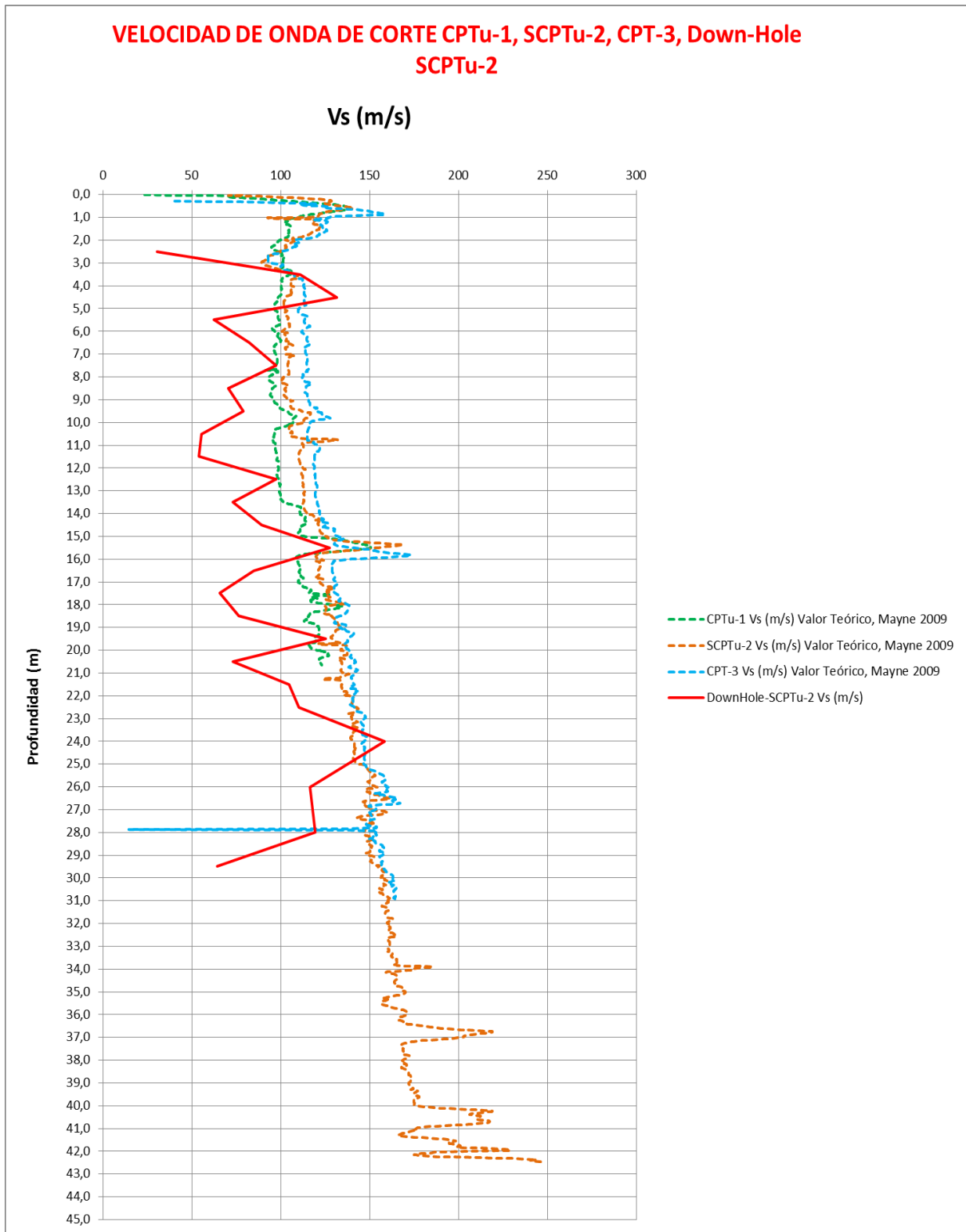
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 26. Velocidad de onda de corte obtenida por métodos directos.



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 27. Velocidad de onda de corte, datos obtenidos por métodos directos y comparados con valores teóricos estimados por el Piezocono sísmico.



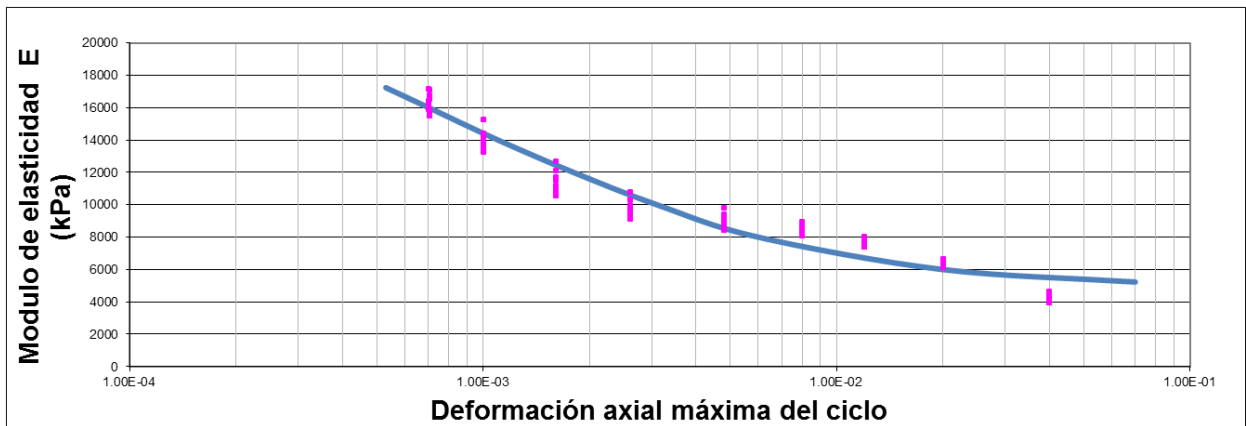
Fuente: Propia, 2016.

5.12 Caracterización Dinámica

Como se mencionó en el numeral 1.3 “Propiedades dinámicas de los suelos” la caracterización dinámica del suelo se realiza mediante la generación de las curvas de degradación de módulo y amortiguamiento respecto a la deformación. Con el fin de obtener dichas curvas para el perfil de suelo del presente estudio, se realizaron dos ensayos tipo Triaxial dinámico a profundidades medias de 2.4 m y 6.90 m respectivamente.

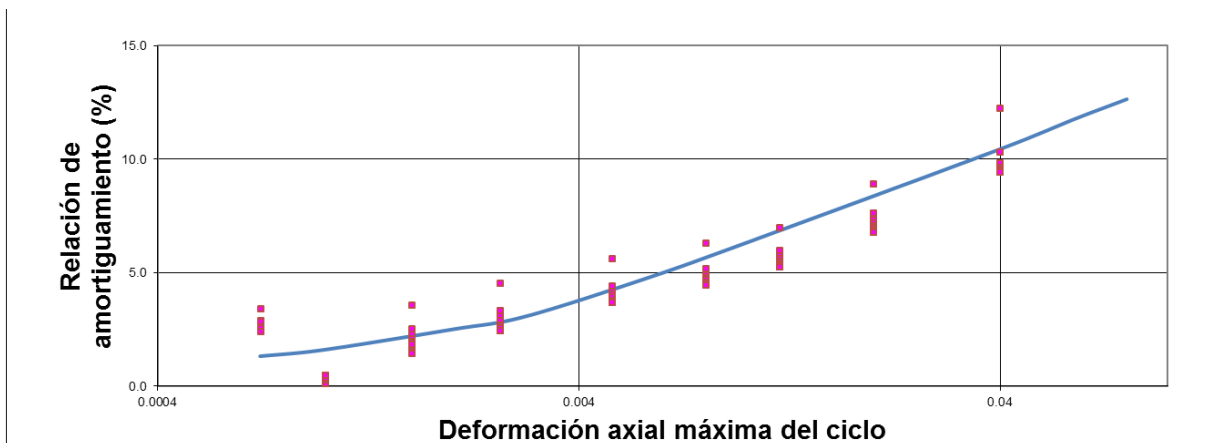
Para la muestra que se obtuvo a una profundidad de 2.40 m se utilizó una presión de cámara de 15 kPa y se obtuvieron curvas de histéresis respecto a la deformación para un total de 9 ciclos. Por otro lado la muestra que se encuentra a 6.90 m se ensayó bajo una presión de confinamiento de 35 kPa y se obtuvieron curvas de histéresis respecto a la deformación para un total de 9 ciclos. A continuación se muestran las curvas dinámicas obtenidas

Gráfica No. 28. Módulo Vs Deformación axial para una profundidad de 2.40 m



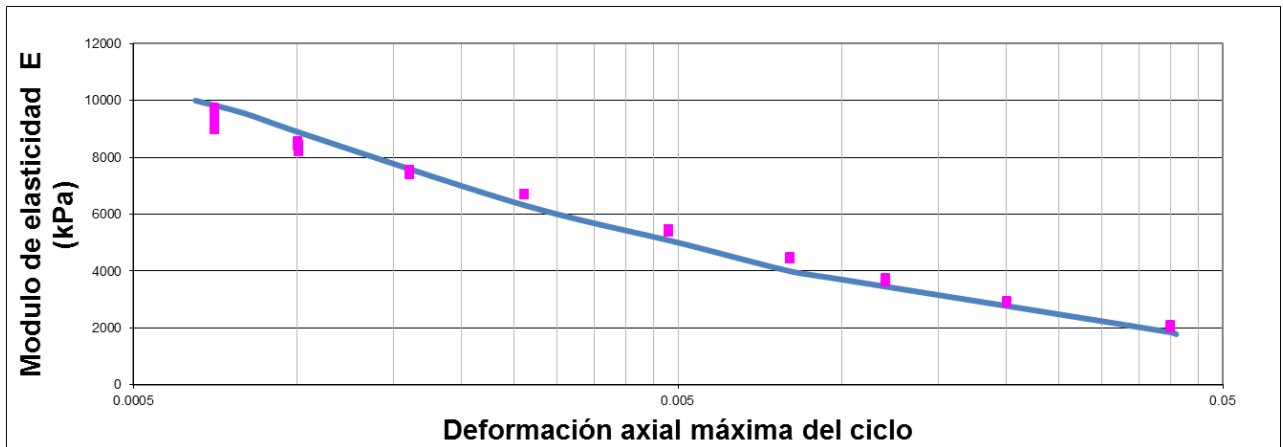
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 29. Amortiguamiento Vs Deformación para una profundidad de 2.40 m



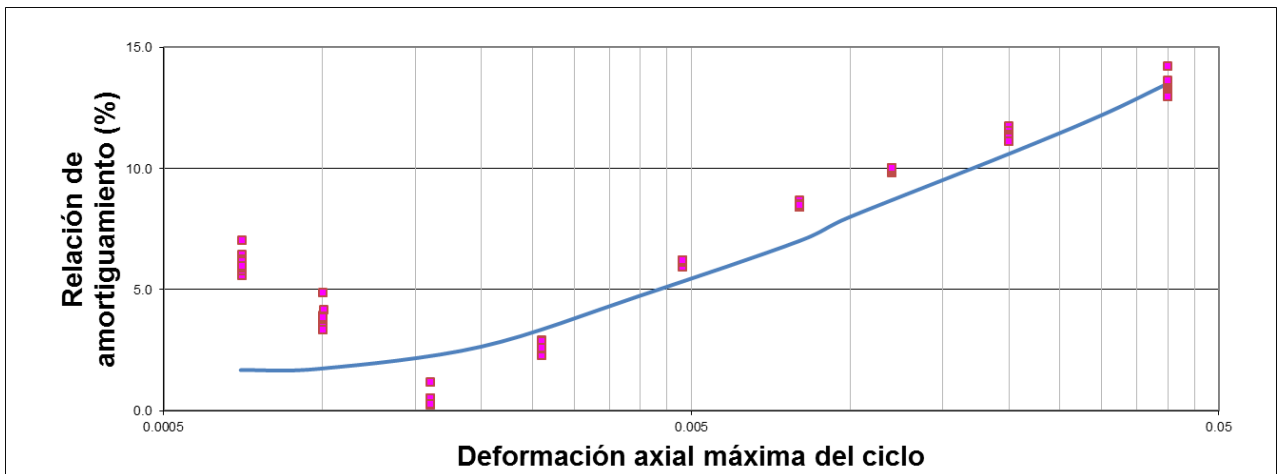
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 30. Relación de modulo Vs Deformación para una profundidad de 6.90 m



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 31. Relación de modulo Vs Deformación para una profundidad de 6.90 m

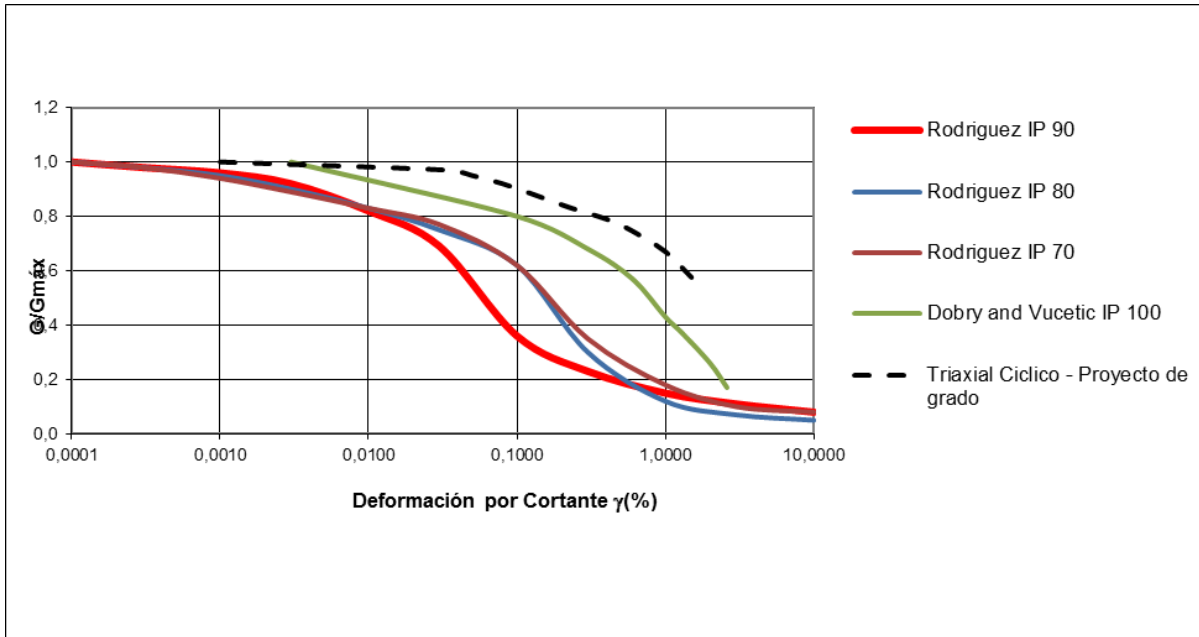


Fuente: Propia, 2016.

Las gráficas anteriores muestran resultados que evidencian un comportamiento consistente en el que la rigidez aumenta a bajas deformaciones. Por otro lado se aprecia una mayor dispersión a bajas deformaciones, la dispersión es mayor en los datos de amortiguamiento probablemente porque los ciclos de histéresis no se asocian bien con los ciclos idealizados.

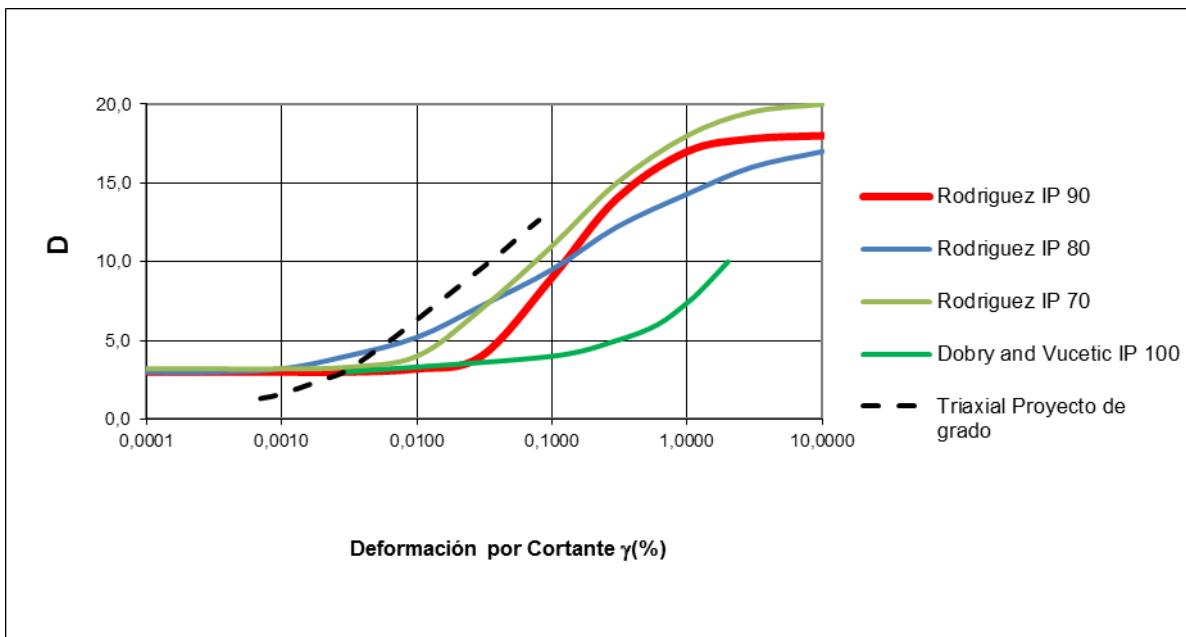
Además se realizaron ensayos de límites con el fin de clasificar el suelo y poder comparar las curvas obtenidas con curvas para estratos similares de la ciudad de Bogotá y curvas propuestas por distintos autores.

Gráfica No. 32. Comparación de la curva obtenida de Modulo Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares - Muestra 1 Prof. 2.10 a 2.70



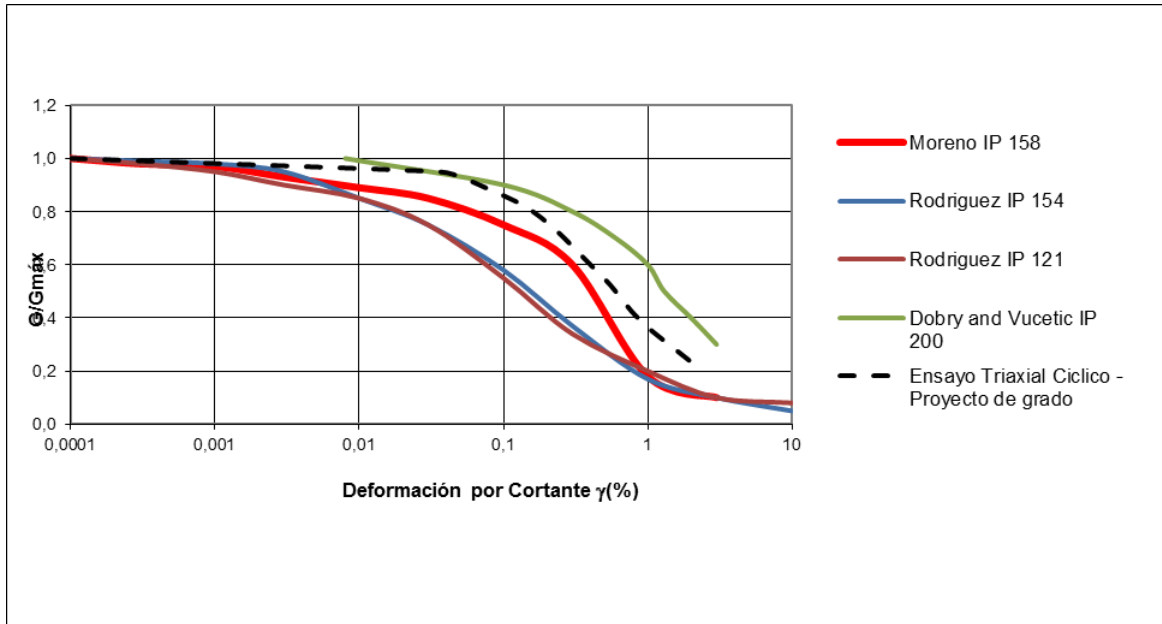
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 33. Comparación de la curva obtenida de Amortiguamiento Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares - Muestra 1 Prof. 2.10 a 2.70



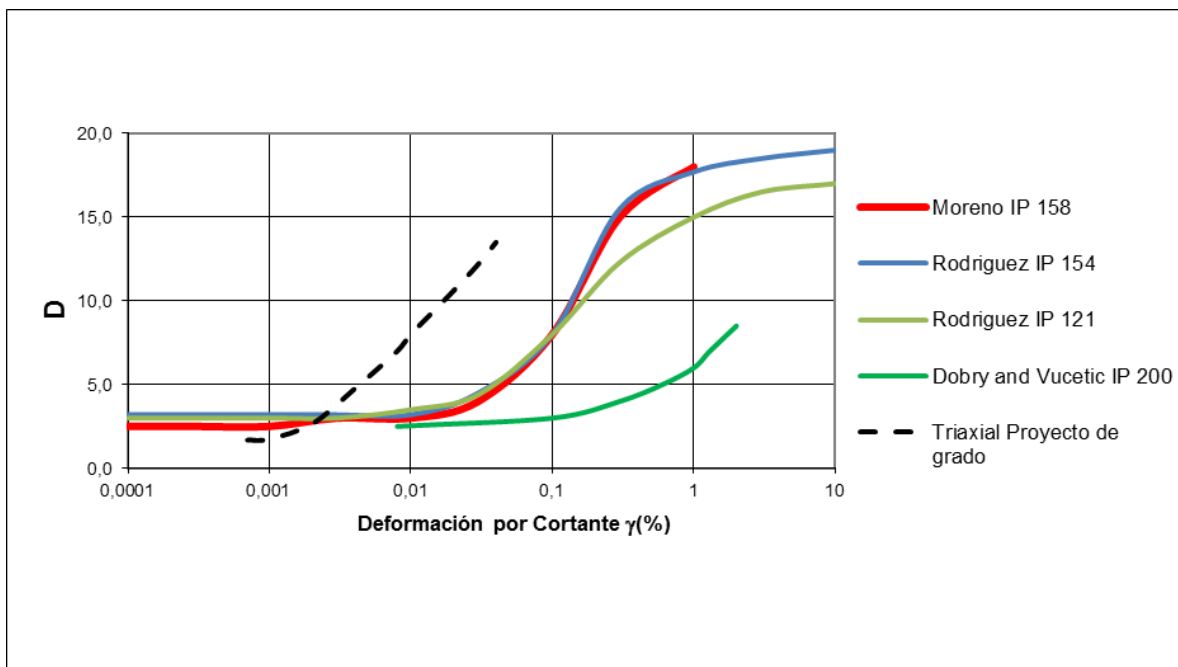
Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 34. Comparación de la curva obtenida de Modulo Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares - Muestra 3 Prof. 6.00 a 7.20



Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 35. Comparación de la curva obtenida de Amortiguamiento Vs Deformación con curvas obtenidas por distintos autores para suelos similares – Muestra 3 Prof. 6.00 a 7.20



Fuente: Propia, 2016.

En las gráficas anteriores se muestra las curvas existentes para suelos similares de la ciudad de Bogotá y las propuestas por distintos autores. La comparación permite evidenciar que las curvas se encuentran dentro de las curvas típicas para este tipo de suelos.

Todos los resultados de laboratorios dinámicos se presentan en el Anexo 1.

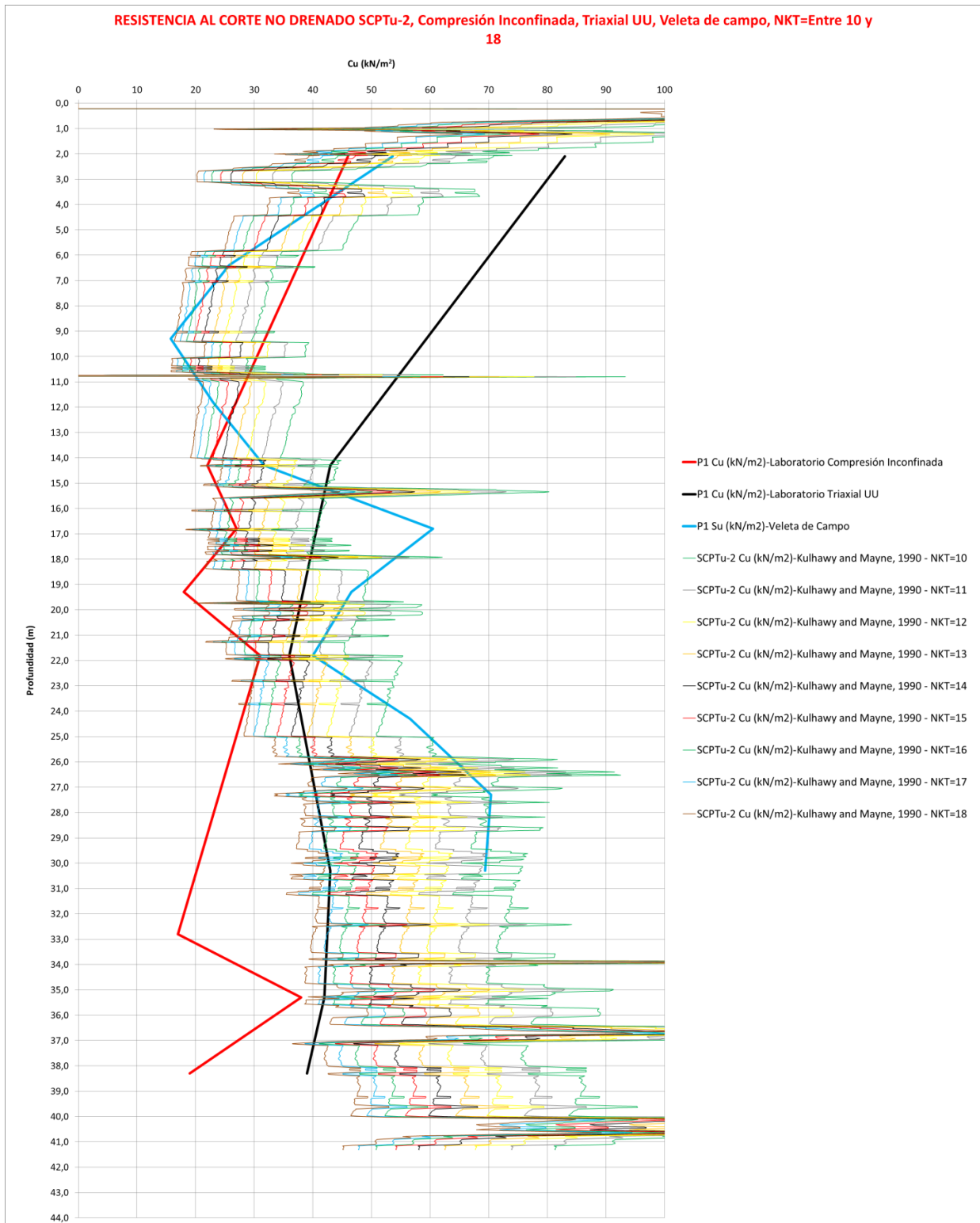
Capítulo VI

Análisis de la variable Nkt del ensayo del cono sísmico

Según la metodología mostrada en el numeral 4.2 se realizó un análisis del valor del Nkt y los resultados obtenidos fueron los siguientes:

En la Gráfica No. 36 se muestra el cambio en la resistencia al corte no drenado en función de distintos valores de Nkt, variando dicho valor entre 10 y 18 de acuerdo a las recomendaciones de varios autores para suelos similares. Se puede evidenciar que para valores de Nkt > 15 el comportamiento del suelo es similar al comportamiento obtenido en el ensayo de compresión inconfiada, mientras que valores de Nkt < 15 presentan valores más altos y similares a los que se obtienen con los ensayos de veleta de campo y Triaxial UU.

Gráfica No. 36. Variación en la resistencia al corte no drenado del suelo respecto a la profundidad y para distintos valores de Nkt (10 y 18)



Fuente: Propia, 2016

A continuación se muestran los resultados obtenidos del factor de cono Nkt.

Tabla No. 14. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo CPTu-1

NKT CPTu-1 CONGRESO											
MUESTRA					VALORES DE CAMPO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)			Veleta, VST	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Nkt (Promedio)
		Inicial	Final	Media	Suv inalterada [kg/cm ²]						
3	TS	2,40	- 3,00	2,70	0,54	0,58	580	45,27	54	10	11
5	TS	6,60	- 7,20	6,90	0,26	0,34	340	110,00	26	9	
6	TS	9,60	- 10,20	9,90	0,16	0,38	380	154,00	16	14	
7	TS	12,10	- 12,70	12,40	0,23	0,4	400	14,23	23	17	
8	TS	14,60	- 15,20	14,90	0,32	0,52	520	224,00	32	9	
9	TS	17,10	- 17,70	17,40	0,60	0,61	610	266,00	60	6	
10	TS	19,60	- 20,20	19,90	0,47	0,7	700	304,00	47	9	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 15. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2

NKT SCPTu-2 - PROYECTO 2015											
MUESTRA					VALORES DE CAMPO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)			Veleta, VST	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Nkt (Promedio)
		Inicial	Final	Media	Suv inalterada [kg/cm ²]						
3	TS	2,40	- 3,00	2,70	0,54	0,41495	414,95	45,99985	54	7	13
5	TS	6,60	- 7,20	6,90	0,26	0,44215	442,15	111,22628	26	13	
6	TS	9,60	- 10,20	9,90	0,16	0,54364	543,64	156,67358	16	24	
7	TS	12,10	- 12,70	12,40	0,23	0,55915	559,15	194,59584	23	16	
8	TS	14,60	- 15,20	14,90	0,32	0,6655	665,5	232,62597	32	14	
9	TS	17,10	- 17,70	17,40	0,60	0,67121	671,21	272,43319	60	7	
10	TS	19,60	- 20,20	19,90	0,47	0,88879	888,79	311,33297	47	12	
11	TS	22,10	- 22,70	22,40	0,40	0,89439	894,39	350,71228	40	14	
12	TS	25,00	- 25,60	25,30	0,57	1,00121	1001,21	396,83683	57	11	
13	TS	27,60	- 28,20	27,90	0,70	1,13291	1132,91	438,42187	70	10	
14	TS	30,60	- 31,20	30,90	0,69	1,23218	1232,18	486,2492	69	11	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 16. Valores de Nkt obtenidos con los valores de veleta de campo y resistencia por punta en el ensayo CPT-3

NKT SCPTu-3 - PROYECTO 2016											
MUESTRA					VALORES DE CAMPO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)			Veleta, VST	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Nkt (Promedio)
		Inicial	Final	Media	Suv inalterada [kg/cm ²]						
3	TS	2,40	- 3,00	2,70	0,54	0,20288	202,88	45,20753	54	3	11
5	TS	6,60	- 7,20	6,90	0,26	0,44207	442,07	110,36264	26	13	
6	TS	9,60	- 10,20	9,90	0,16	0,45854	458,54	156,48998	16	19	
7	TS	12,10	- 12,70	12,40	0,23	0,56329	563,29	194,53483	23	16	
8	TS	14,60	- 15,20	14,90	0,32	0,66618	666,18	232,59125	32	14	
9	TS	17,10	- 17,70	17,40	0,60	0,67367	673,67	272,59658	60	7	
10	TS	19,60	- 20,20	19,90	0,47	0,7917	791,7	311,66233	47	10	
11	TS	22,10	- 22,70	22,40	0,40	0,77686	776,86	351,03131	40	11	
12	TS	25,00	- 25,60	25,30	0,57	0,97894	978,94	397,12914	57	10	
13	TS	27,60	- 28,20	27,90	0,70	0,98355	983,55	438,93524	70	8	
14	TS	30,60	- 31,20	30,90	0,69	1,21143	1211,43	486,81348	69	10	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 17. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo CPTu-1

NKT CPTu-1 CONGRESO											
MUESTRA					ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)			Cu triaxial UU [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Promedio
		Inicial	Final	Media							
3	TS	2,40	- 3,00	2,70	0,83	0,58	580	45,27	83	6	7
8	TS	6,60	- 7,20	6,90	0,43	0,34	340	110,00	43	5	
11	TS	9,60	- 10,20	9,90	0,36	0,38	380	154,00	36	6	
14	TS	12,10	- 12,70	12,40	0,43	0,4	400	14,23	43	9	
16	TS	14,60	- 15,20	14,90	0,42	0,52	520	224,00	42	7	
17	TS	17,10	- 17,70	17,40	0,39	0,61	610	266,00	39	9	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 18. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2

NKT SCPTu-2 - PROYECTO 2015											
MUESTRA					ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)			Cu triaxial UU [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Promedio
		Inicial	Final	Media							
3	TS	2,40	- 3,00	2,70	0,83	0,41495	414,95	45,99985	83	4	9
8	TS	6,60	- 7,20	6,90	0,43	0,44215	442,15	111,22628	43	8	
11	TS	9,60	- 10,20	9,90	0,36	0,54364	543,64	156,67358	36	11	
14	TS	12,10	- 12,70	12,40	0,43	0,55915	559,15	194,59584	43	8	
16	TS	14,60	- 15,20	14,90	0,42	0,6655	665,5	232,62597	42	10	
17	TS	17,10	- 17,70	17,40	0,39	0,67121	671,21	272,43319	39	10	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 19. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Triaxial UU y la resistencia por punta en el ensayo CPT-3

NKT SCPTu-3 - PROYECTO 2016											
MUESTRA					ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Profundidad (m)				Cu triaxial UU [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)
		Inicial	-	Final	Media						
3	TS	2,40	-	3,00	2,70	0,83	0,20288	202,88	45,20753	83	8
8	TS	6,60	-	7,20	6,90	0,43	0,44207	442,07	110,36264	43	
11	TS	9,60	-	10,20	9,90	0,36	0,45854	458,54	156,48998	36	
14	TS	12,10	-	12,70	12,40	0,43	0,56329	563,29	194,53483	43	
16	TS	14,60	-	15,20	14,90	0,42	0,66618	666,18	232,59125	42	
17	TS	17,10	-	17,70	17,40	0,39	0,67367	673,67	272,59658	39	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 20. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo CPTu-1

NKT CPTu-1 CONGRESO									
MUESTRA			ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Media		Cu compresion inconfinada [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)
3	TS	2,10	0,46						
8	TS	14,30	0,22	0,51488	514,88	218,82	22	13	
9	TS	16,80	0,27	0,57139	571,39	257,59	27	12	
10	TS	19,30	0,18	0,63632	636,32	295,51	18	19	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 21. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo SCPTu-2

NKT SCPTu-2 - PROYECTO 2015									
MUESTRA			ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Media		Cu compresion inconfinada [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)
3	TS	2,10	0,46						
8	TS	14,30	0,22	0,59864	598,64	223,63186	22	17	
9	TS	16,80	0,27	0,63295	632,95	263,14257	27	14	
10	TS	19,30	0,18	0,79218	792,18	302,05202	18	27	
11	TS	21,80	0,31	0,86181	861,81	341,19518	31	17	
15	TS	32,80	0,17	1,2393	1239,3	517,10303	17	42	
16	TS	35,30	0,38	1,29598	1295,98	557,89617	38	19	
17	TS	38,30	0,19	1,37513	1375,13	607,64698	19	40	

Fuente: Propia, 2016

Tabla No. 22. Valores de Nkt obtenidos con los valores del ensayo Compresión Inconfinada y la resistencia por punta en el ensayo CPT-3

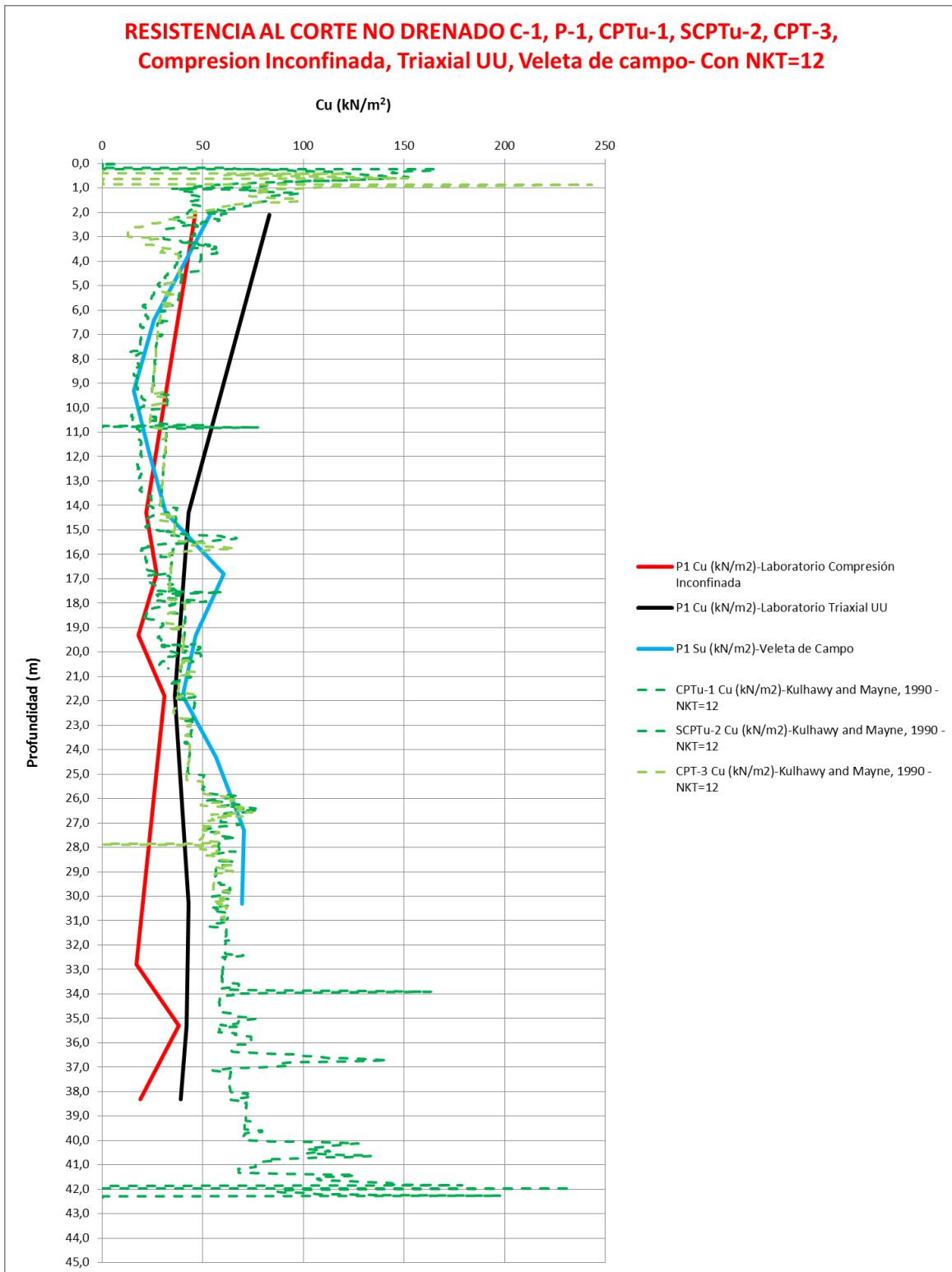
NKT CPTu-3 - PROYECTO 2016									
MUESTRA			ENSAYOS DE LABORATORIO	VALORES DE ENTRADA Y SALIDA CONO				RESULTADOS	
No.	Tipo	Media	Cu compresion inconfinada [kg/cm ²]	qt (Mpa)	qt (kPa)	σ_v (kPa)	Suv inalterada [kPa]	Nkt (1)	Promedio
3	TS	2,10	0,46	0,59226	592,26	35,71019	46	12	17
8	TS	14,30	0,22	0,56552	565,52	223,60752	22	16	
9	TS	16,80	0,27	0,67261	672,61	263,31582	27	15	
10	TS	19,30	0,18	0,78297	782,97	302,29597	18	27	
11	TS	21,80	0,31	0,81869	818,69	341,58224	31	15	

Fuente: Propia, 2016

De acuerdo a los resultados anteriores y promediando el valor de Nkt obtenido en cada uno de los casos, para suelos de consistencia blanda a media como los existentes en la zona de estudio, se recomienda utilizar un factor del cono $Nkt=12$.

En la Gráfica No. 37 se muestra la variación del Su, obtenida en el ensayo de Piezocono para un Nkt de 12, de igual manera, cabe resaltar que luego del ajuste del Nkt se evidencia una mejor relación entre resultados obtenidos con el triaxial UU y la veleta de campo.

Gráfica No. 37. Variación en la resistencia al corte no drenado del suelo respecto a la profundidad y para Nkt= 12



Fuente: Propia, 2016

Capítulo VII

Análisis estadístico

A continuación se muestra el análisis estadístico realizado a los parámetros geotécnicos más representativos y en donde fue posible obtener una mayor cantidad de datos.

7.1 Análisis Estadístico Peso Unitario

El análisis se realizó con todos los resultados obtenidos con las diferentes metodologías para cada serie de datos, a continuación se presentan las gráficas y tablas obtenidas en una serie de datos.

Tabla No. 23 Datos de entrada para el análisis estadístico – Peso Unitario obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.

		1	2	3	4	5	6	7	8
Serie de datos	Profundidad (m)	C-1 Laboratorio	P-3 Laboratorio	P-1 Laboratorio	SDMT-1	CPTu-1 Robertson, 2010	SDMT-2	SCPTu-2 Robertson, 2010	CPT-3 Robertson, 2010
1	1,7	16,1			15,7	16,53	16,70	17,07	17,29
2	2,1			15,8	16,7	15,90	16,70	16,23	16,35
3	2,4		14,8		16,7	15,61	16,70	15,73	15,96
4	3,2	14,7			16,7	15,76	16,70	15,25	15,25
5	4,7	14,4			16,7	15,31	16,70	15,44	15,56
6	5,1		14,4		15,7	15,23	15,70	15,55	15,38
7	6,2	14,4			15,7	15,26	15,70	15,48	15,65
8	6,9		14,5		15,7	15,01	14,70	15,34	15,47
9	7,7	14			15,7	14,57	15,70	15,34	15,44
10	9,2	13,8			15,7	14,81	15,70	15,17	15,47
11	10,7	13,7			15,7	14,24	14,70	15,07	15,19
12	12,2	13,9			15,7	14,23	15,70	15,05	15,11
13	13,7	14,2			15,7	15,14	15,70	15,06	15,16
14	14,3			13,6	15,7	15,33	15,70	15,49	15,27
15	15,2	13,8			15,7	16,82	14,70	16,30	15,72
16	16,7	13,2			15,7	14,52	15,70	15,19	15,44
17	16,8			13,8	15,7	14,65	15,70	15,16	15,47
18	19,3			13,3	16,7	15,27	16,70	15,50	15,94
19	21,8			14	16,7		16,70	15,63	15,85
20	27,3			13,9	16,7		16,70	15,63	15,77
21	32,8			13,2				16,22	
22	35,3			13,4				15,73	
23	38,3			15,6				16,20	

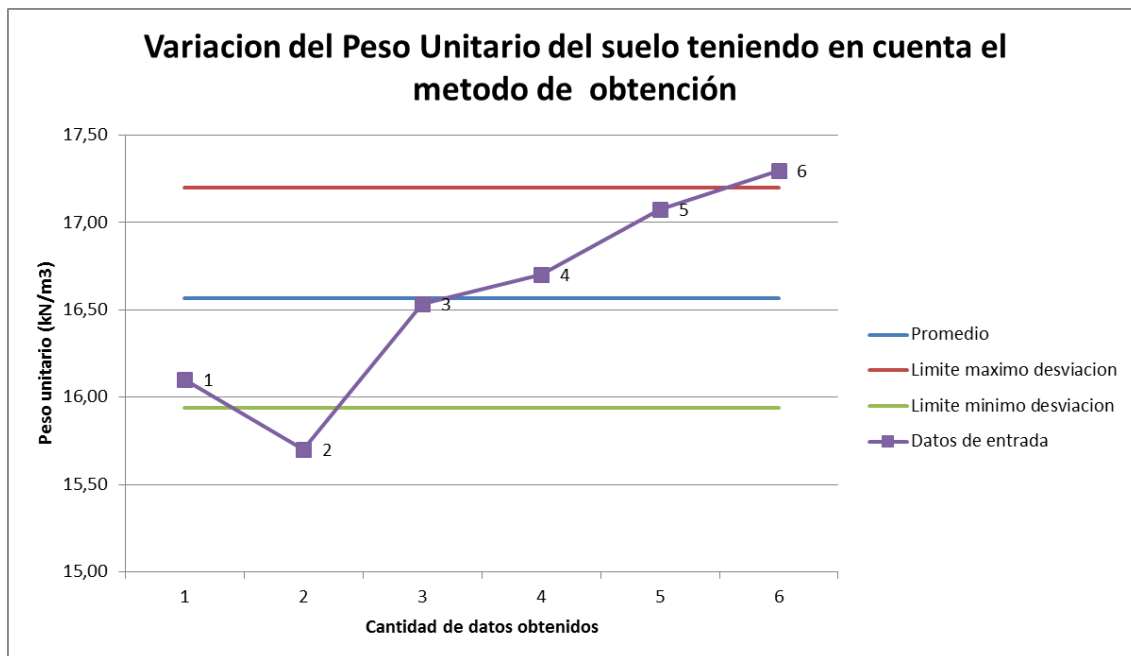
Fuente: Propia, 2016.

Tabla No. 24 Análisis estadístico peso unitario, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.

Método de obtención de los datos	X	Media	Desviación Factor de ponderación	Mínimo	Máximo	Límite máximo desviación	Límite mínimo desviación
C-1-Laboratorio	16,10	16,57	0,63	15,70	17,29	17,20	15,94
SDMT-1	15,70						
CPTu-1 Robertson, 2010	16,53						
SDMT-2	16,70						
SCPTu-2 Robertson, 2010	17,07						
CPT-3 Robertson, 2010	17,29						

Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 38. Variación del peso unitario con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.



Fuente: Propia, 2016.

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, para la primera serie de datos se obtiene: el valor promedio, la desviación estándar, el límite máximo y el límite mínimo de desviación de todos los datos.

Posteriormente, se realiza un filtro para cada serie de datos en donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de los rangos establecidos y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla No. 25 Resultados Peso Unitario.

Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	C-1 γ_t (kN/m ³)-Laboratorio	P-3 γ_t (kN/m ³)-Laboratorio	P-1 γ_t (kN/m ³)-Laboratorio	SDMT-1 γ_t (kN/m ³)	CPTu-1 γ_t (kN/m ³)-Robertson, 2010	SDMT-2 γ_t (kN/m ³)	SCPTu-2 γ_t (kN/m ³)-Robertson, 2010	CPT-3 γ_t (kN/m ³)-Robertson, 2010
1,70	16,10				16,53	16,70	17,07	
2,10					15,90		16,23	16,35
2,40				16,70	15,61	16,70	15,73	15,96
3,20					15,76		15,25	15,25
4,70					15,31		15,44	15,56
5,10				15,70	15,23	15,70	15,55	15,38
6,20				15,70	15,26	15,70	15,48	15,65
6,90					15,01	14,70	15,34	15,47
7,70				15,70	14,57	15,70	15,34	15,44
9,20				15,70	14,81	15,70	15,17	15,47
10,70					14,24	14,70	15,07	15,19
12,20				15,70	14,23	15,70	15,05	15,11
13,70				15,70	15,14	15,70	15,06	15,16
14,30				15,70	15,33	15,70	15,49	15,27
15,20				15,70	16,82	14,70	16,30	15,72
16,70				15,70	14,52	15,70	15,19	15,44
16,80			13,80	15,70	14,65	15,70	15,16	15,47
19,30				16,70	15,27	16,70	15,50	15,94
21,80				16,70		16,70	15,63	15,85
27,30				16,70		16,70	15,63	15,77
32,80			13,20				16,22	
35,30			13,40				15,73	
38,30			15,60				16,20	
	Datos obtenidos de la profundidad más cercana							

Fuente: Propia, 2016.

7.2 Análisis Estadístico Resistencia al corte no drenado

El análisis se realizó con todos los resultados obtenidos con las diferentes metodologías para cada serie de datos, a continuación se presentan las gráficas y tablas obtenidas en una serie de datos.

Tabla No. 26 Datos de entrada para el análisis estadístico – Resistencia al corte no drenado obtenida con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en el ensayo Triaxial UU)	P1 Triaxial UU	P1 Compresión Inconfinada	C-1 Correlación de Schmertmann, 1975-Con el N45 (SPT)	C-1 Correlación de Stroud, 1974-Con el N1(60) (SPT)	C-1 Correlación de Hara, 1971-Con el N1(60) (SPT)	C-1 Compresión Inconfinada	P1 Veleta de Campo	SDMT -1	CPTu-1 - Kulhaw y and Mayne, 1990	SDMT -2	SCPTu-2 Kulhaw y and Mayne, 1990	CPT-3 - Kulhaw y and Mayne, 1990
1	1,7						22,25		36,00	46,41	38,00	73,56	62,08
2	2,1	83,00	46,00	20,00	8,80	47,77		53,60	41,00	41,91	54,00	59,03	46,38
3	3,2			20,00	8,80	47,77	28,85		54,00	42,49	35,00	39,22	21,12
4	4,7						25,10		43,00	31,68	40,00	39,46	38,27
5	6,2			10,00	4,40	29,00	7,45		29,00	21,39	26,00	28,29	28,83
6	6,4			10,00	4,40	29,00		25,70	25,00	21,63	23,00	28,20	28,77
7	7,7			10,00	4,40	29,00	11,65		26,00	13,99	25,00	26,58	26,68
8	9,2			20,00	8,80	47,77	7,20		23,00	17,54	23,00	24,90	25,05
9	9,3			20,00	8,80	47,77		15,80	23,00	17,44	23,00	24,76	24,81
10	10,7			20,00	8,80	47,77	2,45		23,00	16,55	25,00	35,07	23,62
11	11,8			10,00	4,40	29,00		23,00	27,00	19,34	31,00	31,48	31,21
12	12,2			20,00	8,80	47,77	5,85		25,00	17,83	30,00	30,85	30,95
13	13,7			20,00	8,80	47,77	9,40		27,00	24,27	29,00	29,16	29,21
14	14,3	43,00	22,00	10,00	4,40	29,00		31,70	27,00	24,67	30,00	31,25	28,49
15	15,2			10,00	4,40	29,00	4,25		29,00	32,35	33,00	46,16	35,74
16	16,8		27,00	10,00	4,40	29,00		60,50	26,00	26,15	34,00	30,82	34,11
17	19,3		18,00					46,60	35,00	28,40	39,00	40,84	40,06
18	21,8	36,00	31,00					40,00	38,00		41,00	43,38	39,76
19	24,3							56,60	36,00		37,00	43,17	43,27
20	27,3		44,00					70,40	55,00		57,00	51,07	50,00

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en el ensayo Triaxial UU)	P1 Triaxial UU	P1 Compresión Inconfinada	C-1 Correlación de Schmertmann, 1975-Con el N45 (SPT)	C-1 Correlación de Stroud, 1974-Con el N1(60) (SPT)	C-1 Correlación de Hara, 1971-Con el N1(60) (SPT)	C-1 Compresión Inconfinada	P1 Veleta de Campo	SDMT -1	CPTu-1 - Kulhaw y and Mayne, 1990	SDMT -2	SCPTu-2 Kulhaw y and Mayne, 1990	CPT-3 - Kulhaw y and Mayne, 1990
21	30,3	43,00						69,40	46,00		52,00	63,05	58,07
22	32,8		17,00									60,18	
23	35,3	42,00	38,00									61,51	
24	38,3	39,00	18,00									63,96	

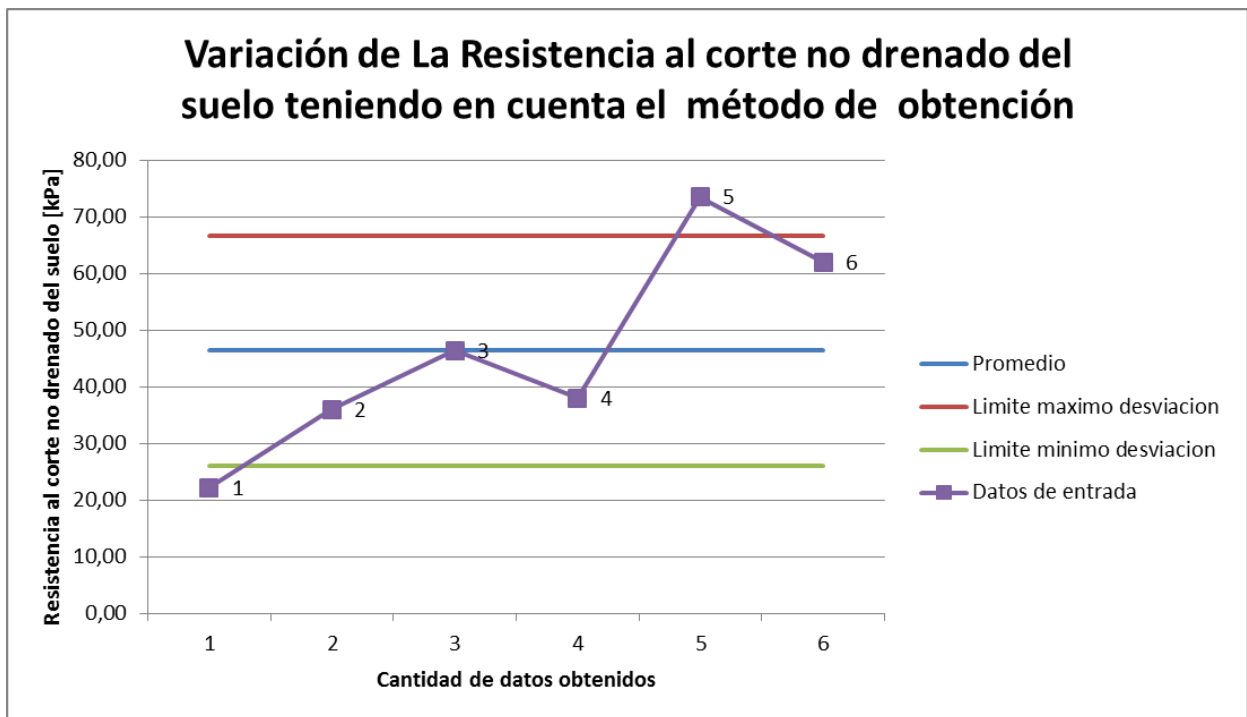
Fuente: Propia, 2016.

Tabla No. 27 Análisis estadístico Resistencia al corte no drenado, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.

Método de obtención de los datos	X	Media	Desviación Factor de ponderación	Mínimo	Máximo	Límite máximo desviación	Límite mínimo desviación
C-1 Compresión Inconfinada	22,3	46,38	20,27	22,25	73,56	66,65	26,12
SDMT-1	36,0						
CPTu-1 -Kulhawy and Mayne, 1990	46,4						
SDMT-2	38,0						
SCPTu-2 Kulhawy and Mayne, 1990	73,6						
CPT-3 -Kulhawy and Mayne, 1990	62,1						

Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 39. Variación de la resistencia al corte no drenado con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.



Fuente: Propia, 2016.

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, para la primera serie de datos se obtiene: el valor promedio, la desviación estándar, el límite máximo y el límite mínimo de desviación de todos los datos.

Posteriormente, se realiza un filtro para cada serie de datos en donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de los límites establecidos y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla No. 28 Resultados resistencia al corte no drenado.

Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	C-1 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	P-3 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	P-1 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	SDMT-1 γ_t (kN/m ³)	CPTu-1 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010	SDMT-2 γ_t (kN/m ³)	SCPTu-2 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010	CPT-3 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010
1,70	16,10				16,53	16,70	17,07	
2,10					15,90		16,23	16,35
2,40				16,70	15,61	16,70	15,73	15,96
3,20					15,76		15,25	15,25
4,70					15,31		15,44	15,56
5,10				15,70	15,23	15,70	15,55	15,38
6,20				15,70	15,26	15,70	15,48	15,65
6,90					15,01	14,70	15,34	15,47
7,70				15,70	14,57	15,70	15,34	15,44
9,20				15,70	14,81	15,70	15,17	15,47
10,70					14,24	14,70	15,07	15,19
12,20				15,70	14,23	15,70	15,05	15,11
13,70				15,70	15,14	15,70	15,06	15,16
14,30				15,70	15,33	15,70	15,49	15,27
15,20				15,70	16,82	14,70	16,30	15,72
16,70				15,70	14,52	15,70	15,19	15,44
16,80			13,80	15,70	14,65	15,70	15,16	15,47
19,30				16,70	15,27	16,70	15,50	15,94
21,80				16,70		16,70	15,63	15,85
27,30				16,70		16,70	15,63	15,77
32,80			13,20				16,22	
35,30			13,40				15,73	
38,30			15,60				16,20	

Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	C-1 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	P-3 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	P-1 γ_t (kN/m ³)- Laboratorio	SDMT-1 γ_t (kN/m ³)	CPTu-1 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010	SDMT-2 γ_t (kN/m ³)	SCPTu-2 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010	CPT-3 γ_t (kN/m ³)- Robertson, 2010
	Datos obtenidos de la profundidad más cercana							

Fuente: Propia, 2016.

7.3 Análisis Estadístico Módulo de Elasticidad

El análisis se realizó con todos los resultados obtenidos con las diferentes metodologías para cada serie de datos, a continuación se presentan las gráficas y tablas obtenidas en una serie de datos.

Tabla No. 29 Datos de entrada para el análisis estadístico – Módulo de Elasticidad obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	C1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Compresión Inconfinada	P1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Compresión Inconfinada	P1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Triaxial UU	C1 Es (kN/m ²)- Correlación de Bowles, 1977 (SPT) N45	P1 Es (kN/m ²)- Correlación de Bowles, 1977 con Su (Veleta)	SDMT- 1 Ed (kN/m ²)	CPTu-1 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas	SDMT- 2 Ed (kN/m ²)	SCPTu-2 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas	CPT-3 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas
1	1,7	2067					3100	4595	7400	7283	6146
2	2,1		6468	1582	2400	10100	3600	4149	5500	5844	4592
3	3,2	2231			2400		7000	4207	3700	3883	2091
4	4,7	2070			3000		2200	3136	2600	3906	3789
5	6,2	275			2100	4500	1300	2117	1300	2800	2854
6	7,7	303			2100		1300	1385	1300	2631	2641
7	9,2	135			2400		1600	1736	1300	2465	2480
8	10,7	70			2400		1400	1638	1100	3472	2338
9	12,2	1499			2400	3900	1700	1765	1600	3054	3064
10	13,7	232			2400		2000	2403	1700	2887	2892
11	14,3		2162	6117	2100	5500	2000	2443	1600	3094	2821
12	15,2	125			2100		2300	3202	1100	4570	3538
13	16,8		11097		2100		1900	2589	1500	3051	3377
14	21,8		4071	2168			2600		2400	4295	3936
15	27,3		3579			11200	4200		4200	5056	4950
16	30,3			10045		12200	4500		3800	6242	5749
17	35,3		4372	5045						6089	
18	38,3		2363	10201						6332	

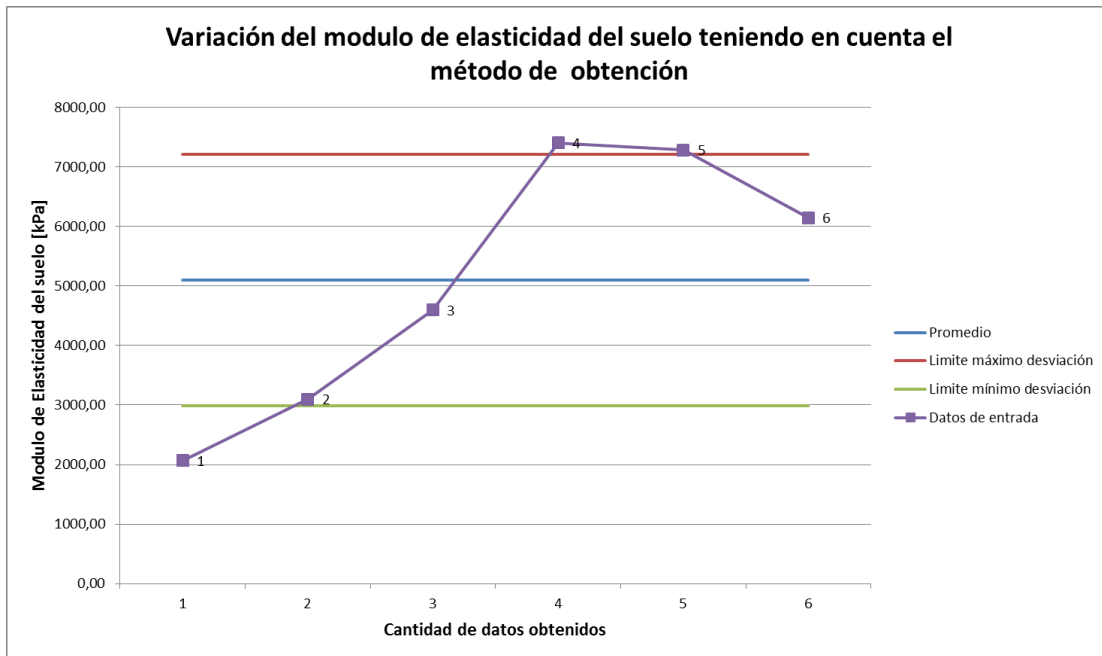
Fuente: Propia, 2016.

Tabla No. 30 Análisis estadístico Módulo de elasticidad, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.

Método de obtención de los datos	X	Media	Desviación Factor de ponderación	Mínimo	Máximo	Límite máximo desviación	Límite mínimo desviación
C1 Es (kN/m2)- Laboratorio Compresión Inconfinada	2067,0	5098,39	2106,54	2067,00	7400,00	7204,93	2991,86
SDMT-1 Ed (kN/m2)	3100,0						
CPTu-1 Es (kN/m2)- Robertson, 2009 – Arcillas	4594,7						
SDMT-2 Ed (kN/m2)	7400,0						
SCPTu-2 Es (kN/m2)- Robertson, 2009 – Arcillas	7282,6						
CPT-3 Es (kN/m2)- Robertson, 2009 – Arcillas	6146,1						

Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 40. Variación del Módulo de elasticidad con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 1,7 m.



Fuente: Propia, 2016.

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, para la primera serie de datos se obtiene: el valor promedio, la desviación estándar, el límite máximo y el límite mínimo de desviación de todos los datos.

Posteriormente, se realiza un filtro para cada serie de datos en donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de los límites establecidos y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla No. 31 Resultados Módulo de Elasticidad.

Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	C1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Compresión Inconfinada	P1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Compresión Inconfinada	P1 Es (kN/m ²)- Laboratorio Triaxial UU	C1 Es (kN/m ²)- Correlación de Bowles, 1977 (SPT) N45	P1 Es (kN/m ²)- Correlación de Bowles, 1977 con Su (Veleta)	SDMT-1 Ed (kN/m ²)	CPTu-1 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas	SDMT-2 Ed (kN/m ²)	SCPTu-2 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas	CPT-3 Es (kN/m ²)- Robertson, 2009 - Arcillas
1,70						3100	4595			6146
2,10		6468		2400		3600	4149	5500	5844	4592
3,20	2231			2400			4207	3700	3883	2091
4,70				3000			3136	2600		
6,20				2100		1300	2117	1300	2800	2854
7,70				2100		1300	1385	1300		
9,20				2400		1600	1736	1300	2465	2480
10,70				2400		1400	1638	1100		2338
12,20	1499			2400		1700	1765	1600	3054	3064
13,70				2400		2000	2403	1700	2887	2892
14,30		2162		2100		2000	2443	1600	3094	2821
15,20				2100		2300	3202	1100		3538
16,80				2100		1900	2589	1500	3051	3377
21,80		4071				2600		2400		3936
27,30		3579				4200		4200	5056	4950
30,30			10045			4500		3800	6242	5749
35,30		4372	5045						6089	
38,30		2363	10201						6332	
	Datos obtenidos de la profundidad más cercana									

Fuente: Propia, 2016.

7.4 Análisis Estadístico relación de sobreconsolidación

El análisis se realizó con todos los resultados obtenidos con las diferentes metodologías para cada serie de datos, a continuación se presentan las gráficas y tablas obtenidas en una serie de datos.

Tabla No. 32 Datos de entrada para el análisis estadístico – relación de sobreconsolidación obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	P-3 Laboratorio Consolidación	P-1 Laboratorio Consolidación	C-1 Correlación de Mayne y Kemper 1988 (SPT) N45	P-1 Correlación de Mayne y Mitchell, 1988 (Veleta de campo)	SDMT-1	CPTu-1 Kulhawy and Mayne 1990	SDMT-2	SCPTu-2 Kulhawy and Mayne 1990	CPT-3 Kulhawy and Mayne 1990
1	2,4	0,9		4,6	3,2	6,6	5,3	15,0	6,2	2,9
2	5,1	0,4		2,0	1,0	3,3	2,6	4,8	3,5	1,8
3	6,9	0,3		1,8	1,0	1,7	1,5	2,4	2,0	1,4
4	19,3		1,1		0,7	1,1	1,0	1,6	1,3	1,1
5	24,3		0,2		0,6	0,9		1,1	1,1	1,0
6	30,3		0,9		0,8	0,9		1,2	1,3	1,1
7	32,8		0,7						1,2	
8	35,3		0,8						1,1	

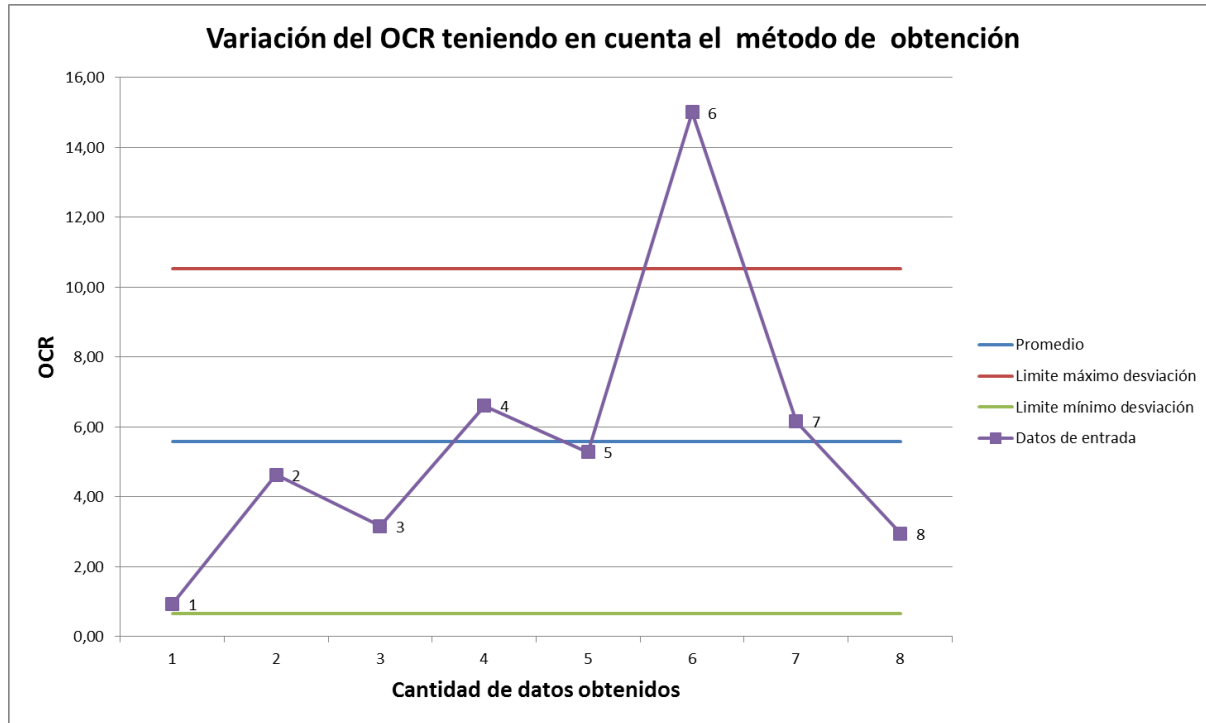
Fuente: Propia, 2016.

Tabla No. 33 Análisis estadístico relación de sobreconsolidación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,4 m.

Método de obtención de los datos	X	Media	Desviación Factor de ponderación	Mínimo	Máximo	Límite máximo desviación	Límite mínimo desviación
P-3 Laboratorio Consolidación	0,9	5,59	4,94	0,93	15,00	10,53	0,65
C-1 Correlación de Mayne y Kemper 1988 (SPT) N45	4,6						
P-1 Correlación de Mayne y Mitchell, 1988 (Veleta de campo)	3,2						
SDMT-1	6,6						
CPTu-1 Kulhawy and Mayne 1990	5,3						
SDMT-2	15,0						
SCPTu-2 Kulhawy and Mayne 1990	6,2						
CPT-3 Kulhawy and Mayne 1990	2,9						

Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 41. Variación de la relación de sobreconsolidación con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,4 m.



Fuente: Propia, 2016.

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, para la primera serie de datos se obtiene: el valor promedio, la desviación estándar, el límite máximo y el límite mínimo de desviación de todos los datos.

Posteriormente, se realiza un filtro para cada serie de datos en donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de los límites establecidos y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla No. 34 Resultados relación de sobreconsolidación.

Profundidad (m) (Basada en ensayos de laboratorio)	P-3 OCR- Laboratorio Consolidación	P-1 OCR- Laboratorio Consolidación	C-1 OCR- Correlación de Mayne y Kemper 1988 (SPT) N45	P-1 OCR- Correlación de Mayne y Mitchell, 1988 (Veleta de campo)	SDMT- 1 OCR	CPTu- 1 OCR- Kulhawy and Mayne 1990	SDMT-2 OCR	SCPTu-2 OCR- Kulhawy and Mayne 1990	CPT-3 OCR- Kulhawy and Mayne 1990
2,40	0,9		4,6	3,2	6,6	5,3		6,2	2,9
5,10			2,0	1,0	3,3	2,6		3,5	1,8
6,90			1,8	1,0	1,7	1,5		2,0	1,4
19,30		1,1			1,1	1,0		1,3	1,1
24,30				0,6	0,9		1,1	1,1	1,0
30,30		0,9			0,9		1,2		1,1
32,80		0,7						1,2	
35,30		0,8						1,1	
Datos obtenidos de la profundidad más cercana									

Fuente: Propia, 2016.

7.5 Análisis Estadístico velocidad de onda de corte

El análisis se realizó con todos los resultados obtenidos con las diferentes metodologías para cada serie de datos, a continuación se presentan las gráficas y tablas obtenidas en una serie de datos.

Tabla No. 35 Datos de entrada para el análisis estadístico – Velocidad de onda de corte obtenido con las diferentes metodologías utilizadas en el proyecto.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en el Down-Hole del CPTu-1)	DownHole-SCPTu-2 Vs (m/s)	C-1 Vs (m/s)-Correlación de Ohba y Toriumi (1970) N45 (SPT)	Down-Hole realizado en la perforación P-1 Vs (m/s)	MASW Vs (m/s)	Down-Hole-SDMT-1 Vs (m/s)	CPTu-1 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	SDMT-2 Valor Teórico Vs (m/s)	SCPTu-2 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	CPT-3 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009
1	2,5	30	104	111	107	130	99	180	100	101
2	3,5	111	104	114		109	105	142	108	108
3	4,5	131	129	117		91	99	118	103	114
4	5,5	62	84	114	90	78	99	88	104	113
5	6,5	82	84	103	87	73	99	71	104	116
6	7,5	97	84	87		76	98	69	104	115
7	8,5	71	104	73		76	95	78	102	114
8	9,5	79	104	68		74	103	78	112	119
9	10,5	55	104	75		79	96	84	107	115
10	11,5	54	104	85		101	98	96	110	119
11	12,5	97	104	87		95	99	93	112	120
12	13,5	73	104	83		85	102	88	113	120
13	14,5	89	84	80		74	113	74	121	125
14	15,5	127	84	81		67	151	66	155	140
15	16,5	85	84	81		83	111	84	121	129
16	17,5	66	84	80		83	116	92	125	131
17	18,5	76			81	106	116	117	129	133
18	19,5	125				121	120	131	129	138
19	20,5	73				115	122	118	134	142
20	21,5	104				107		106	134	141

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Serie de datos	Profundidad (m) (Basada en el Down-Hole del CPTu-1)	DownHole-SCPTu-2 Vs (m/s)	C-1 Vs (m/s)-Correlación de Ohba y Toriumi (1970) N45 (SPT)	Down-Hole realizado en la perforación P-1 Vs (m/s)	MASW Vs (m/s)	Down-Hole-SDMT-1 Vs (m/s)	CPTu-1 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	SDMT-2 Valor Teórico Vs (m/s)	SCPTu-2 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	CPT-3 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009
21	22,5	110				97		98	142	141
22	24	158				99		96	141	147
23	26	116				114		111	153	160
24	28	119				165		212	147	153
25	29,5	64				155		175	155	158

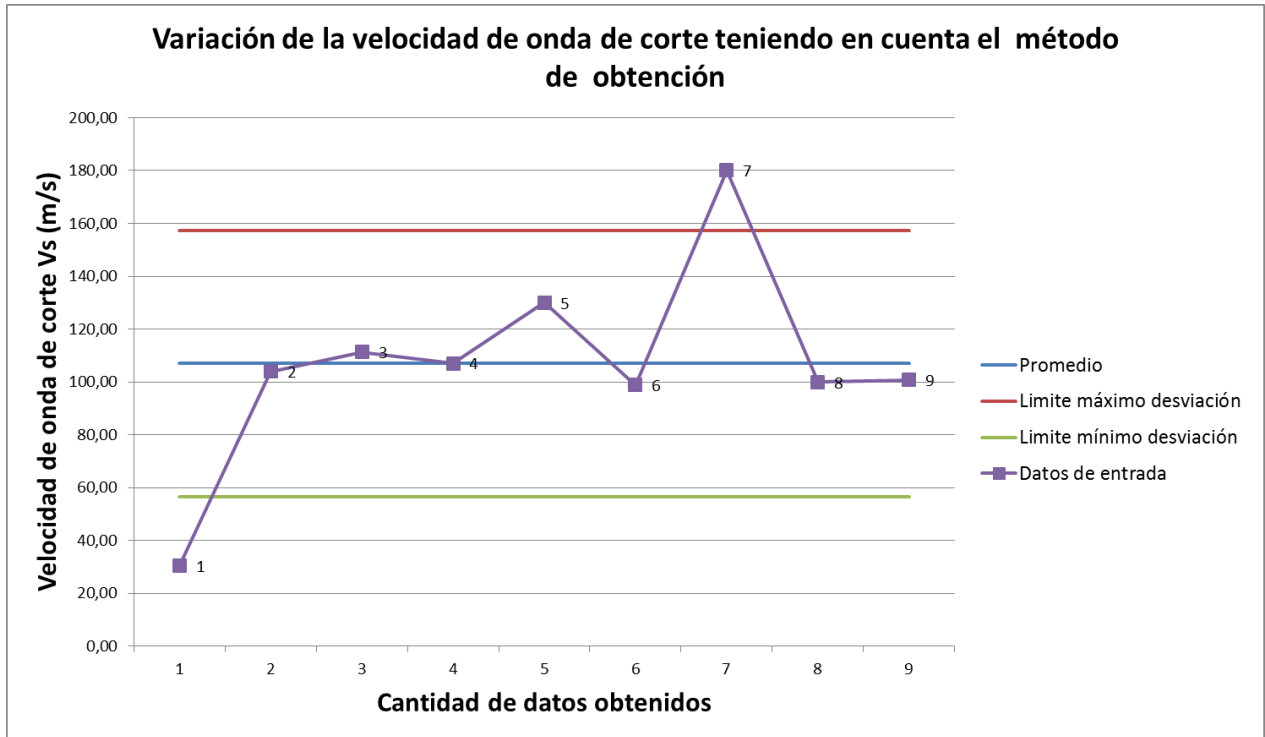
Fuente: Propia, 2016.

Tabla No. 36 Análisis estadístico velocidad de onda de corte, serie de datos No. 1 – profundidad 2,5 m.

Método de obtención de los datos	X	Media	Desviación Factor de ponderación	Mínimo	Máximo	Límite máximo desviación	Límite mínimo desviación
DownHole-SCPTu-2 Vs (m/s)	30,4	106,91	50,42	30,39	180,00	157,33	56,49
C-1 Vs (m/s)-Correlación de Ohba y Toriumi (1970) N45 (SPT)	104,0						
DownHole realizado en la perforación P-1 Vs (m/s)	111,3						
MASW Vs (m/s)	107,0						
Down-Hole-SDMT-1 Vs (m/s)	130,0						
CPTu-1 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	98,9						
SDMT-2 Valor Teórico Vs (m/s)	180,0						
SCPTu-2 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	99,9						
CPT-3 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	100,7						

Fuente: Propia, 2016.

Gráfica No. 42. Variación de la velocidad de onda de corte con límites de desviación, serie de datos No. 1 – profundidad 2,5 m.



Fuente: Propia, 2016.

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, para la primera serie de datos se obtiene: el valor promedio, la desviación estándar, el límite máximo y el límite mínimo de desviación de todos los datos.

Posteriormente, se realiza un filtro para cada serie de datos en donde se descartan los valores que se encuentran por fuera de los límites establecidos y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla No. 37 Resultados velocidad de onda de corte.

Profundidad (m) (Basada en el Down-Hole)	DownHole- SCPTu-2 Vs (m/s)	C-1 Vs (m/s)- Correlación de Ohba y Toriumi (1970) N ₄₅ (SPT)	Down-Hole realizado en la perforación P- 1 Vs (m/s)	MASW Vs (m/s)	Down-Hole - SDMT-1 Vs (m/s)	CPTu-1 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	Down- Hole - SDMT-2 Vs (m/s)	SCPTu-2 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	CPT-3 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009
2,50		104,0	111,3	107,0	130,0	98,9		99,9	100,7
3,50	110,9	104,0	114,4		109,0	105,3		107,9	108,1
4,50			116,9			98,5	118,0	102,5	113,6
5,50		84,0		90,0	78,0	99,0	88,0	103,8	
6,50	82,2	84,0		87,0	73,0	99,0		104,0	
7,50	97,4	84,0	86,9		76,0	97,5		104,0	
8,50		104,0			76,0	95,3	78,0	102,4	
9,50	78,7	104,0			74,0	102,7	78,0		
10,50		104,0	74,8		79,0	96,5	84,0	107,0	
11,50		104,0	84,8		101,0	97,9	96,0	110,4	
12,50	97,1	104,0			95,0	98,6	93,0	112,0	
13,50		104,0	83,2		85,0	101,6	88,0	112,7	
14,50	89,3	84,0	80,4			112,9			
15,50	127,5	84,0	80,9						139,8
16,50	84,9	84,0	80,7		83,0	110,6	84,0		
17,50		84,0	79,5		83,0	115,8	92,0		
18,50					106,0	115,7	117,0	128,5	
19,50	125,3				121,0		131,0	128,9	
20,50					115,0	121,6	118,0	134,2	142,0
21,50	104,5				107,0		106,0	134,3	
22,50	110,1				97,0		98,0		
24,00					99,0			140,5	146,8

Profundidad (m) (Basada en el Down-Hole)	DownHole- SCPTu-2 Vs (m/s)	C-1 Vs (m/s)- Correlación de Ohba y Toriumi (1970) N ₄₅ (SPT)	Down-Hole realizado en la perforación P- 1 Vs (m/s)	MASW Vs (m/s)	Down-Hole - SDMT-1 Vs (m/s)	CPTu-1 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	Down- Hole - SDMT-2 Vs (m/s)	SCPTu-2 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009	CPT-3 Vs (m/s) Valor Teórico, Mayne 2009
26,00	116,5				114,0		111,0	153,4	
28,00	119,3				165,0			147,1	153,5
29,50					155,0		175,0	154,9	158,1
Datos obtenidos de la profundidad más cercana									

Fuente: Propia, 2016.

En el presente documento se muestra la primera serie de datos para cada parámetro analizado, la totalidad de las series de datos y los resultados obtenidos se presentan en el Anexo 2.

Capítulo VIII

Perfil estratigráfico promedio

Con ayuda del análisis estadístico se estableció el perfil promedio para cada uno de los parámetros geotécnicos del suelo. A continuación se muestra la variación de cada uno de los parámetros respecto a la profundidad.

8.1 Peso Unitario [γ_t]

El valor de peso unitario encontrado para el perfil de suelo evaluado varía entre 14.57 y 15.54 kN/m³, estos valores son típicos para el perfil de suelo de estudio. En la Tabla No. 38 se muestra la variación del peso unitario respecto a la profundidad.

Tabla No. 38 Valor promedio del peso unitario para el perfil de suelo de la escuela colombiana de ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio γ_t (kN/m ³)	Profundidad (m)	Promedio γ_t (kN/m ³)
1,70	16,60	13,70	15,35
2,10	16,16	14,30	15,50
2,40	16,14	15,20	15,85
3,20	15,42	16,70	15,31
4,70	15,44	16,80	15,08
5,10	15,51	19,30	16,02
6,20	15,56	21,80	16,22
6,90	15,13	27,30	16,20
7,70	15,35	32,80	14,71
9,20	15,37	35,30	14,57
10,70	14,80	38,30	15,90
12,20	15,16		

Fuente: Propia, 2016.

8.2 Resistencia al corte no drenado del suelo [Cu]

Los valores de la resistencia al corte no drenado del suelo varían entre 18.69 y hasta 54.78 kPa, dichos valores son típicos para suelos finos de consistencia muy blandas a blandas, las capas que presentan los valores de Cu más bajos están asociados a suelos con contenido de materia orgánica. En la Tabla No. 39 se muestra la variación de la resistencia al corte no drenado del suelo respecto a la profundidad.

Tabla No. 39 Valor promedio de la resistencia al corte no drenado para el perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio Cu (kN/m ²)	Profundidad (m)	Promedio Cu (kN/m ²)
1,70	45,62	13,70	26,44
2,10	45,52	14,30	28,01
3,20	33,49	15,20	31,82

Profundidad (m)	Promedio Cu (kN/m ²)	Profundidad (m)	Promedio Cu (kN/m ²)
4,70	38,48	16,80	27,13
6,20	27,08	19,30	38,32
6,40	25,90	21,80	39,69
7,70	21,65	24,30	39,86
9,20	18,69	27,30	51,41
9,30	19,70	30,30	54,78
10,70	21,72	32,80	38,59
11,80	27,43	35,30	47,17
12,20	23,35	38,30	28,50

Fuente: Propia, 2016.

8.3 Módulo de elasticidad del suelo [Es]

A continuación se muestran los valores obtenidos del módulo de elasticidad del suelo, se evidencian valores que varían entre 1521 y 6299 kPa siendo los valores más bajos los que se encuentran a suelos de baja resistencia y asociados a contenidos de materia orgánica. En la Tabla No. 40 se muestra la variación del módulo de elasticidad del suelo respecto a la profundidad.

Tabla No. 40 Valor promedio del módulo de elasticidad del el perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio Es (kN/m ²)	Profundidad (m)	Promedio Es (kN/m ²)
1,70	4614	13,70	2380
2,10	4650	14,30	2317
3,20	3085	15,20	2448
4,70	2912	16,80	2419
6,20	2079	21,80	3252
7,70	1521	27,30	4397
9,20	1997	30,30	6067
10,70	1775	35,30	5169
12,20	2155	38,30	6299

Fuente: Propia, 2016

8.4 Sensitividad del suelo (Si)

Se estimó el valor de sensitividad a lo largo de la profundidad investigada y como resultado se obtuvo un perfil que varía de arcillas ligeramente sensitivas a medianamente sensitivas. En la Tabla No. 41 se muestra la variación de la respecto a la profundidad.

Tabla No. 41 Valor promedio de la sensitividad del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio Si	Profundidad (m)	Promedio Si
2,10	1,93	19,30	2,78

Profundidad (m)	Promedio Si	Profundidad (m)	Promedio Si
6,40	3,06	21,80	3,30
9,30	2,10	24,30	3,19
11,80	3,59	27,30	3,98
14,30	2,73	30,30	3,25
16,80	3,55		

Fuente: Propia, 2016

8.5 Relación de sobreconsolidación [OCR]

De acuerdo a los resultados obtenidos fue posible estimar la relación de sobreconsolidación en función de la profundidad. Se evidencia que existe una capa de suelos sobreconsolidados en los primeros metros del perfil del suelo y que a medida que aumenta la profundidad el comportamiento cambia a suelos normalmente consolidados principalmente. En la Tabla No. 42 se muestra la variación de la relación de sobreconsolidación respecto a la profundidad.

Tabla No. 42 Valor promedio de la relación de sobreconsolidación del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio OCR	Profundidad (m)	Promedio OCR
2,40	4,2	24,30	0,9
5,10	2,4	30,30	1,0
6,90	1,6	32,80	0,9
19,30	1,1	35,30	1,0

Fuente: Propia, 2016

8.6 Ensayo de penetración estándar [SPT]

A continuación se muestra la variación del N (Spt) respecto a la profundidad, tal y como se ha mencionado a lo largo del documento los resultados del SPT corresponden a suelos de consistencia muy blanda a media. En la Tabla No. 43 se muestra la variación del N corregido respecto a la profundidad.

Tabla No. 43 Valor del N corregido del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	C1 N60-(SPT) - Corregido por energía y condiciones de campo- Según Skempton, 1986, Seed y otros, 1985	Profundidad (m)	C1 N60-(SPT) - Corregido por energía y condiciones de campo- Según Skempton, 1986, Seed y otros, 1985
0,73	5	9,73	1
1,18	5	10,18	1
2,23	1	11,23	1
2,68	1	11,68	1
3,73	1	12,73	1
4,18	2	13,18	1
5,23	1	14,23	1

Profundidad (m)	C1 N60-(SPT) - Corregido por energía y condiciones de campo- Según Skempton, 1986, Seed y otros, 1985	Profundidad (m)	C1 N60-(SPT) - Corregido por energía y condiciones de campo- Según Skempton, 1986, Seed y otros, 1985
5,68	1	14,68	1
6,73	1	15,73	1
7,18	1	16,18	1
8,23	1	17,23	1
8,68	1	17,68	1

Fuente: Propia, 2016

8.7 Coeficiente de permeabilidad del suelo [ks]

Los valores de la permeabilidad del suelo encontrados se encuentran entre $6e-10$ y $5.9e-8$ m/s, valores típicos para el perfil de suelo analizado. En la Tabla No. 44 se muestra la variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la profundidad.

Tabla No. 44 Valor del coeficiente de permeabilidad del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio ks (m/s)	Profundidad (m)	Promedio ks (m/s)
2,40	5,91E-08	24,30	9,25E-09
5,10	2,25E-08	30,30	1,48E-08
6,90	3,19E-08	32,80	6,84E-10
19,30	6,89E-10	35,30	2,85E-08

Fuente: Propia, 2016

8.8 Velocidad de onda de corte [Vs]

El perfil de suelo se encuentra caracterizado por valores de velocidad de onda de corte que varían entre 87 y 161 m/s, los valores bajos corresponden a capas de suelo que presentan condiciones de resistencia más bajas. En la Tabla No. 45 se muestra la variación de la velocidad de onda de corte respecto a la profundidad.

Tabla No. 45 Valor de la velocidad de onda de corte del perfil de suelo de la escuela colombiana de Ingeniería Julio Gravito

Profundidad (m)	Promedio Vs (m/s)	Profundidad (m)	Promedio Vs (m/s)
2,50	107	15,50	108
3,50	109	16,50	88
4,50	110	17,50	91
5,50	90	18,50	117
6,50	88	19,50	127
7,50	91	20,50	126
8,50	91	21,50	113
9,50	87	22,50	102
10,50	91	24,00	129

Profundidad (m)	Promedio Vs (m/s)	Profundidad (m)	Promedio Vs (m/s)
11,50	99	26,00	124
12,50	100	28,00	146
13,50	96	29,50	161
14,50	92		

Fuente: Propia, 2016

Capitulo IX

Modelo de cimentación para cada una de las metodologías de exploración geotécnica realizadas

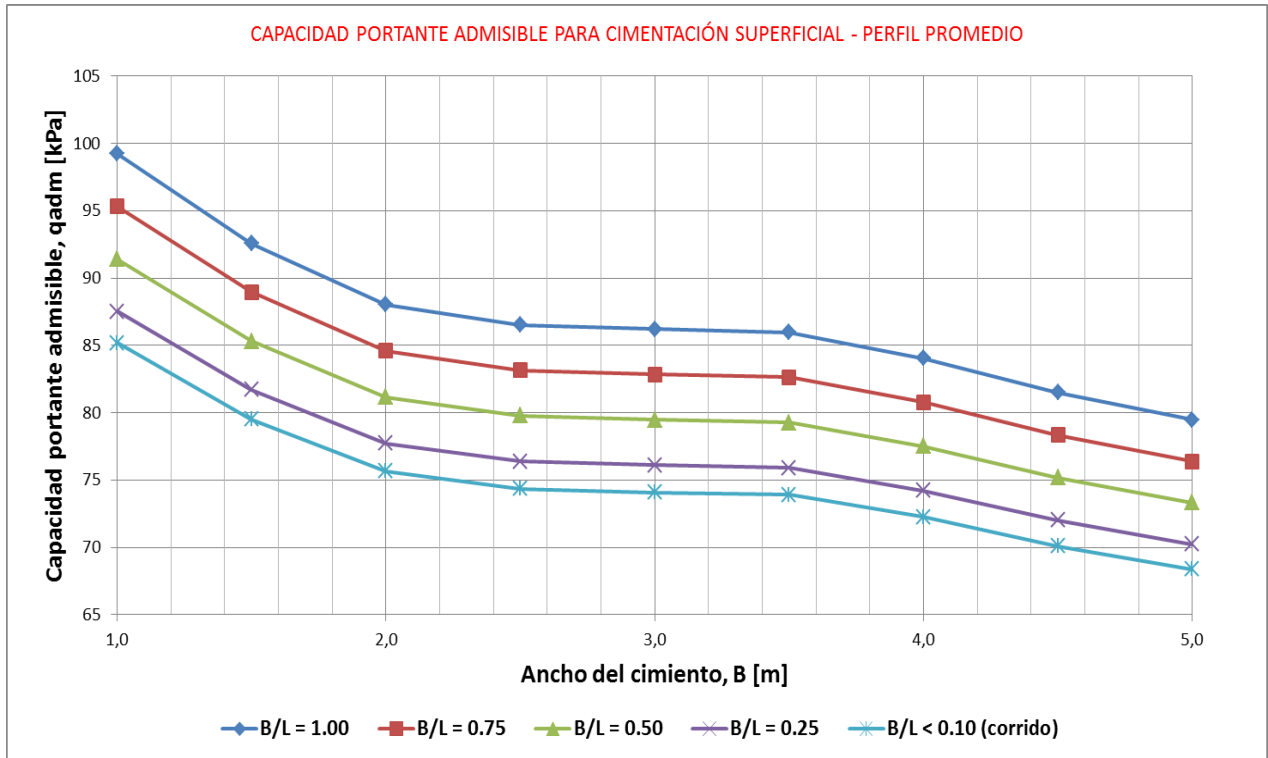
Teniendo en cuenta la metodología mostrada en el numeral 4.4 se realizó la comparación de los métodos de diseño para cimentaciones con cada uno de los perfiles obtenidos y mostrados en la matriz de comparación (ver Tabla No. 13). Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

9.1 Resultados cimientos superficiales

9.1.1 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todas las metodologías de exploración utilizadas en el presente trabajo, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1963), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 43. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico promedio

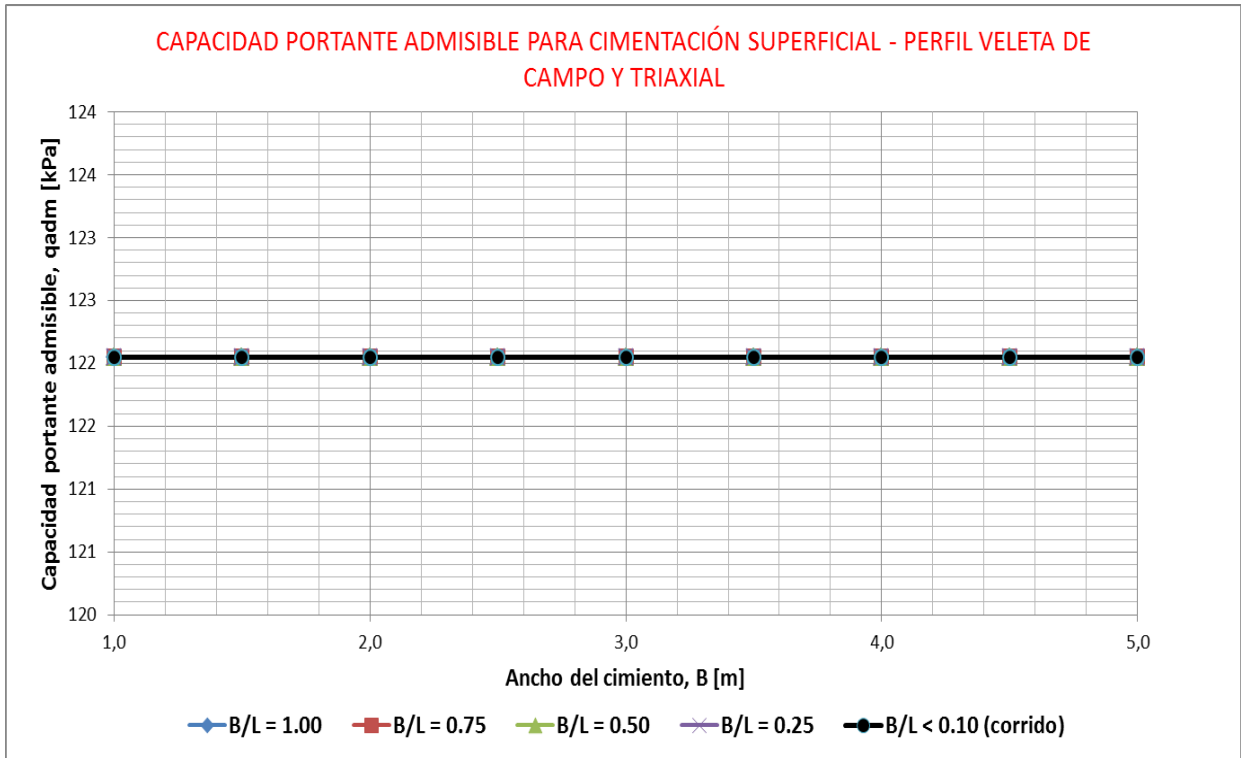


Fuente: Propia, 2016

9.1.2 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Veleta de campo y Triaxial.

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de laboratorio del ensayo Triaxial y los resultados del ensayo de veleta de campo, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1963), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 44. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico Veleta de Campo y Triaxial.

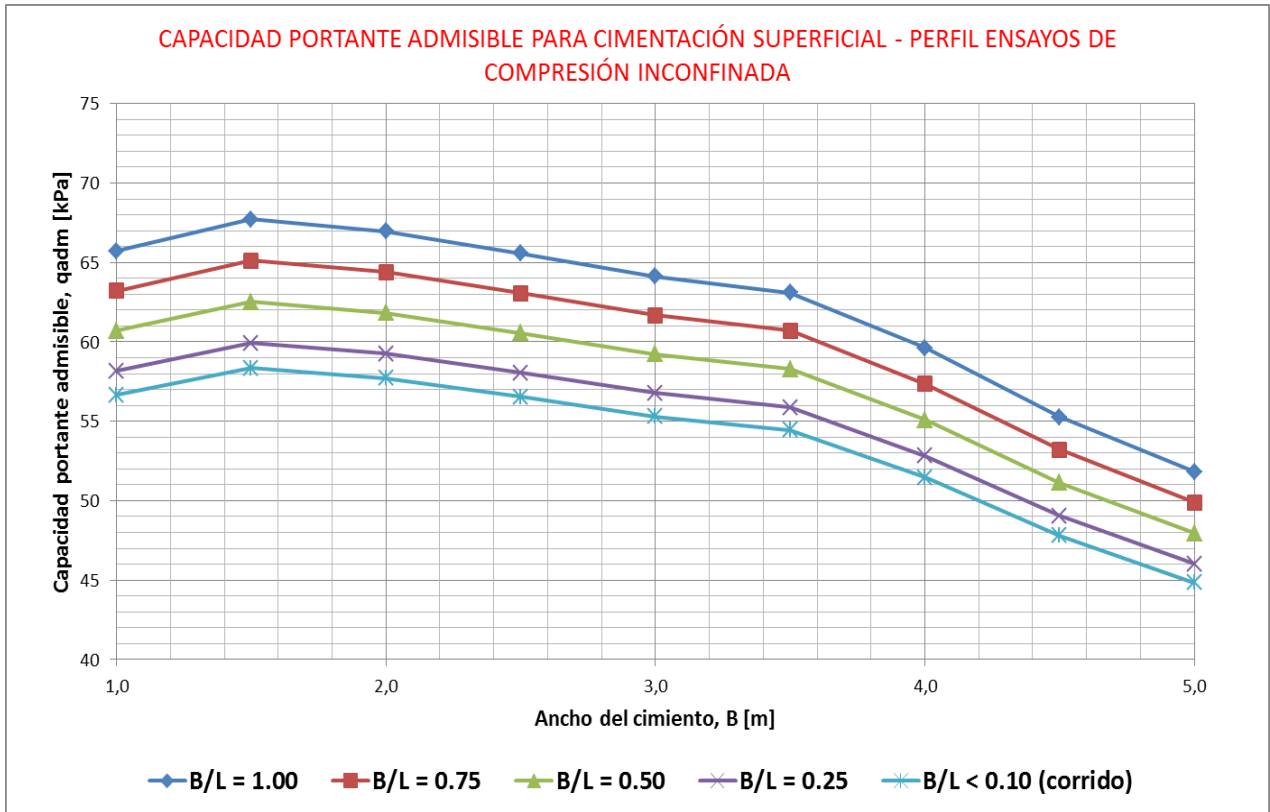


Fuente: Propia, 2016

9.1.3 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Compresión Inconfinada.

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de laboratorio del ensayo de compresión inconfinada, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1963), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 45. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico Compresión Inconfinada.

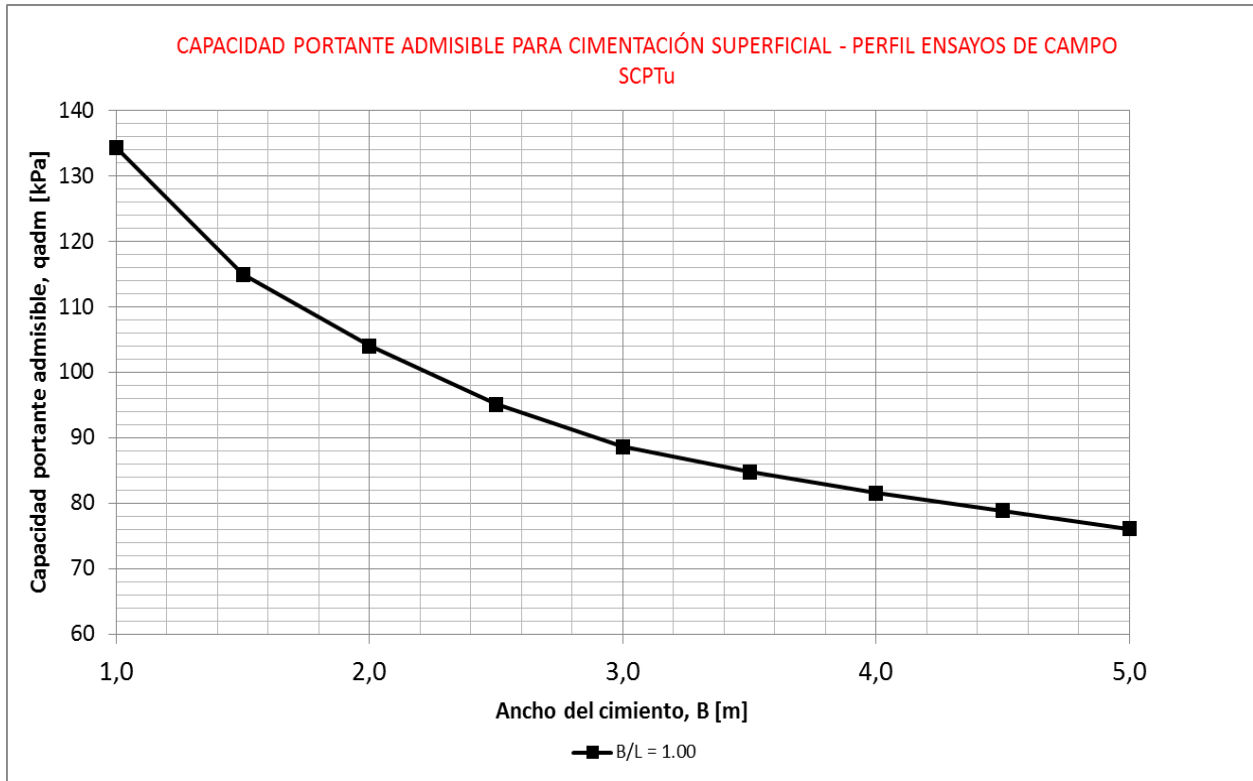


Fuente: Propia, 2016

9.1.4 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de campo de SCPTu

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de los ensayos de campo de Piezocono sísmico, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la metodología propuesta por Eslaamizaad y Robertson (1996, y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 46. Capacidad portante admisible para cimentación superficial – Perfil estratigráfico SCPTu

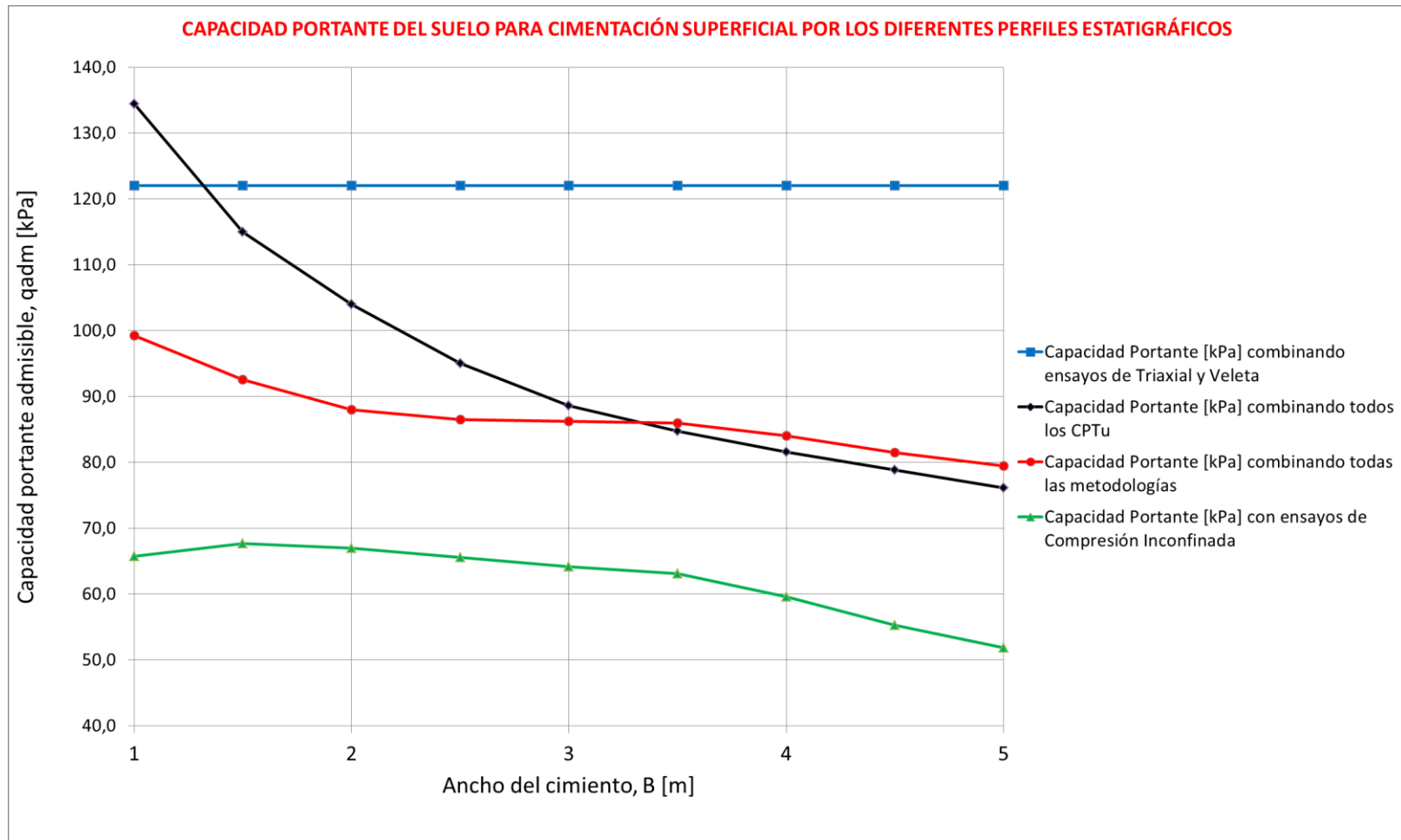


Fuente: Propia, 2016

9.1.5 Comparación de resultados obtenidos para la capacidad portante de cimentaciones superficiales

Los resultados obtenidos para los diferentes perfiles estratigráficos muestran la variación de la capacidad portante, en la Gráfica No. 47 se puede apreciar que los valores más altos de capacidad portante son obtenidos realizando los cálculos con los parámetros de los ensayos de Veleta de campo, Triaxial UU y las ecuaciones empíricas tradicionales, los resultados del ensayo de compresión Inconfinada arrojan valores de capacidad portante muy bajos. Al realizar el cálculo de la capacidad portante con el perfil estratigráfico obtenido por todas la metodologías se obtienen valores que se encuentran en el promedio entre los ensayos de Triaxial y los ensayos de compresión inconfinada, los resultados obtenidos con el perfil estratigráfico de los ensayos de Piezocono presentan similitud al perfil promedio por lo que se puede decir que el ensayo de Piezocono arroja datos confiables para el cálculo de la capacidad portante del suelo.

Gráfica No. 47. Capacidad portante admisible para cimentación superficial-comparación de métodos tradicionales VS métodos directos a partir de ensayos de Piezocono SCPT-u, Relación B/L=1.



Fuente: Propia, 2016

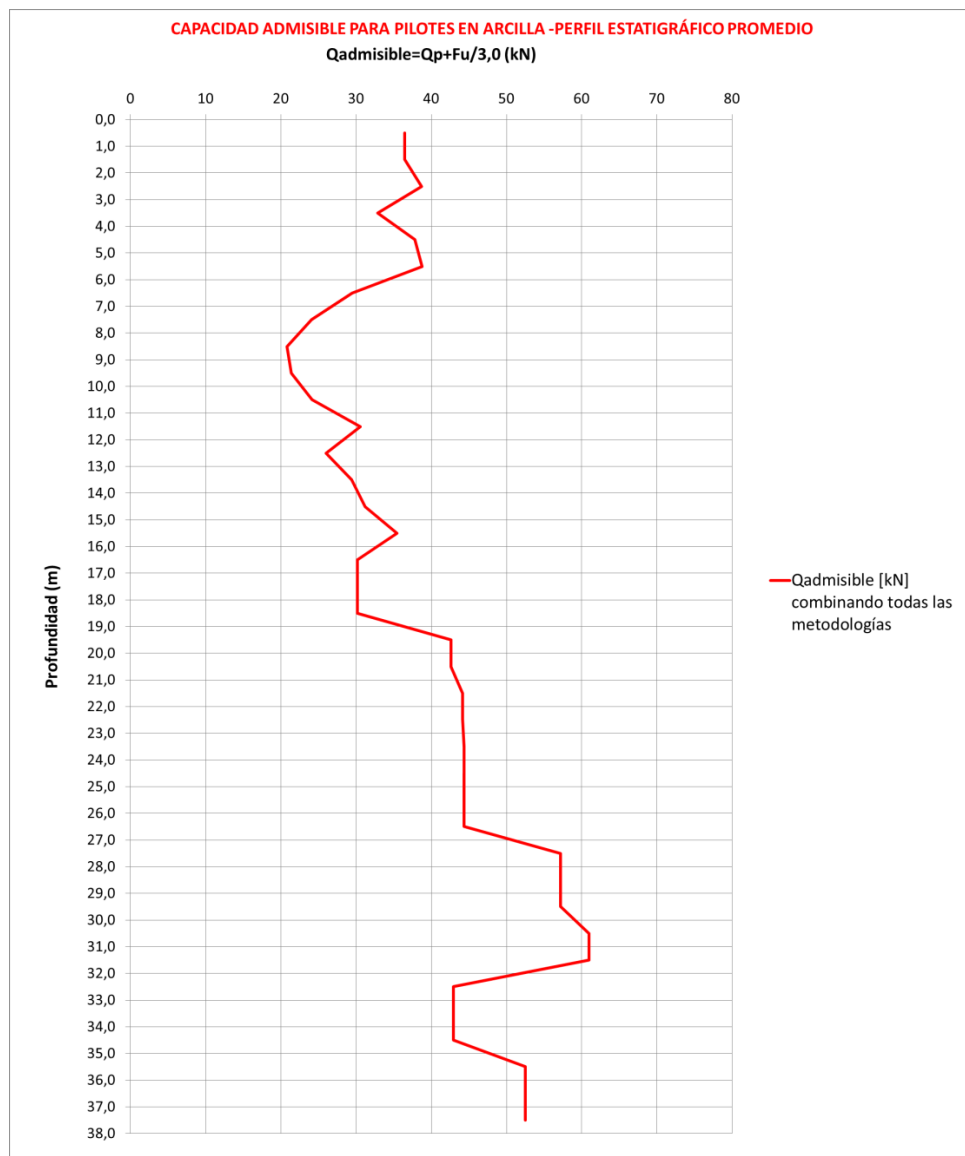
9.2 Resultados cimientos profundos

A continuación se muestran los diseños de la cimentación profunda utilizando cada uno de los perfiles obtenidos y mostrados en la matriz de comparación de diseño.

9.2.1 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todas las metodologías de exploración utilizadas en el presente trabajo, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1976), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 48. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico promedio

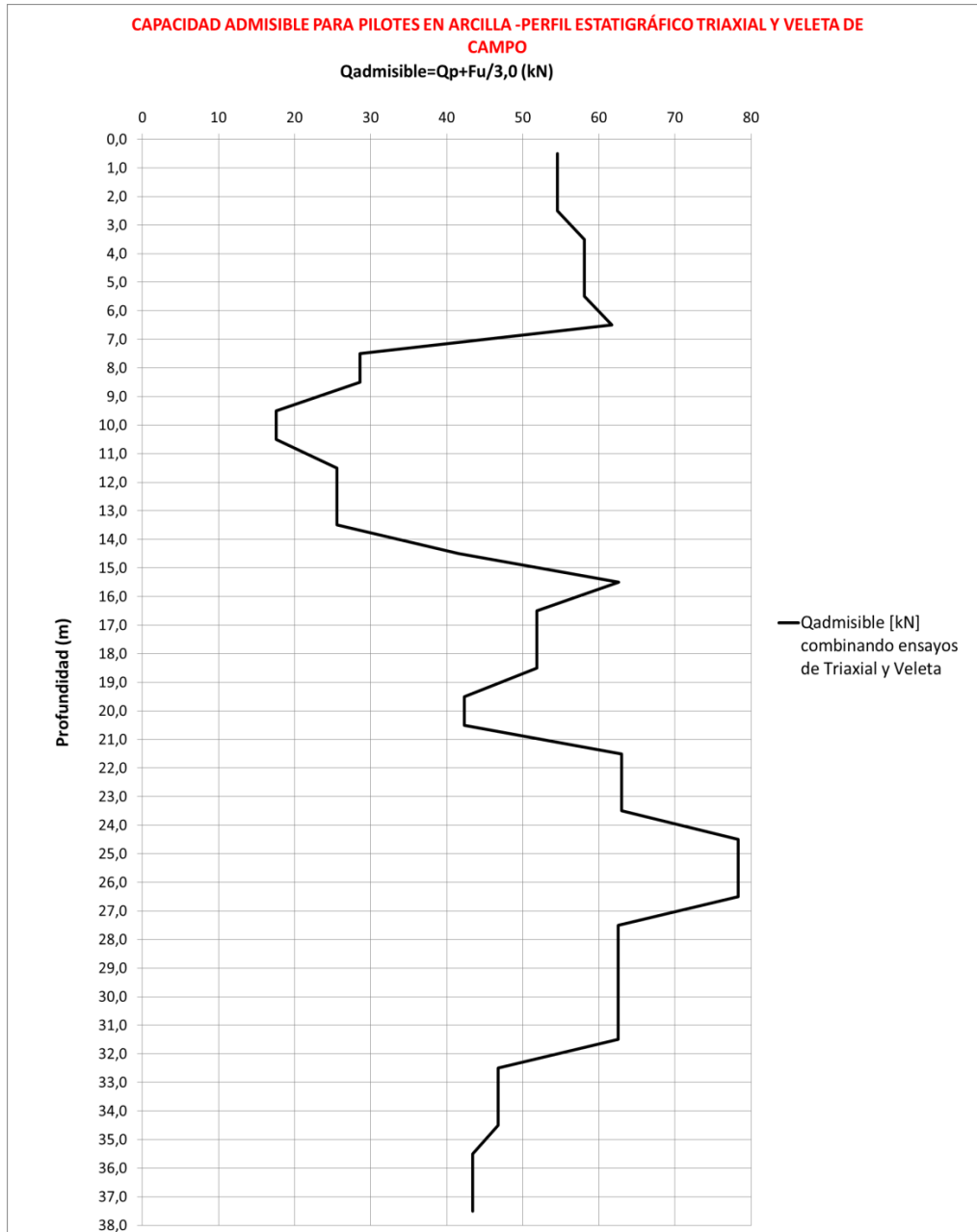


Fuente: Propia, 2016

9.2.2 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Veleta de campo y Triaxial.

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de laboratorio del ensayo Triaxial y los resultados del ensayo de veleta de campo, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1976), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 49. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico Veleta de Campo y Triaxial.

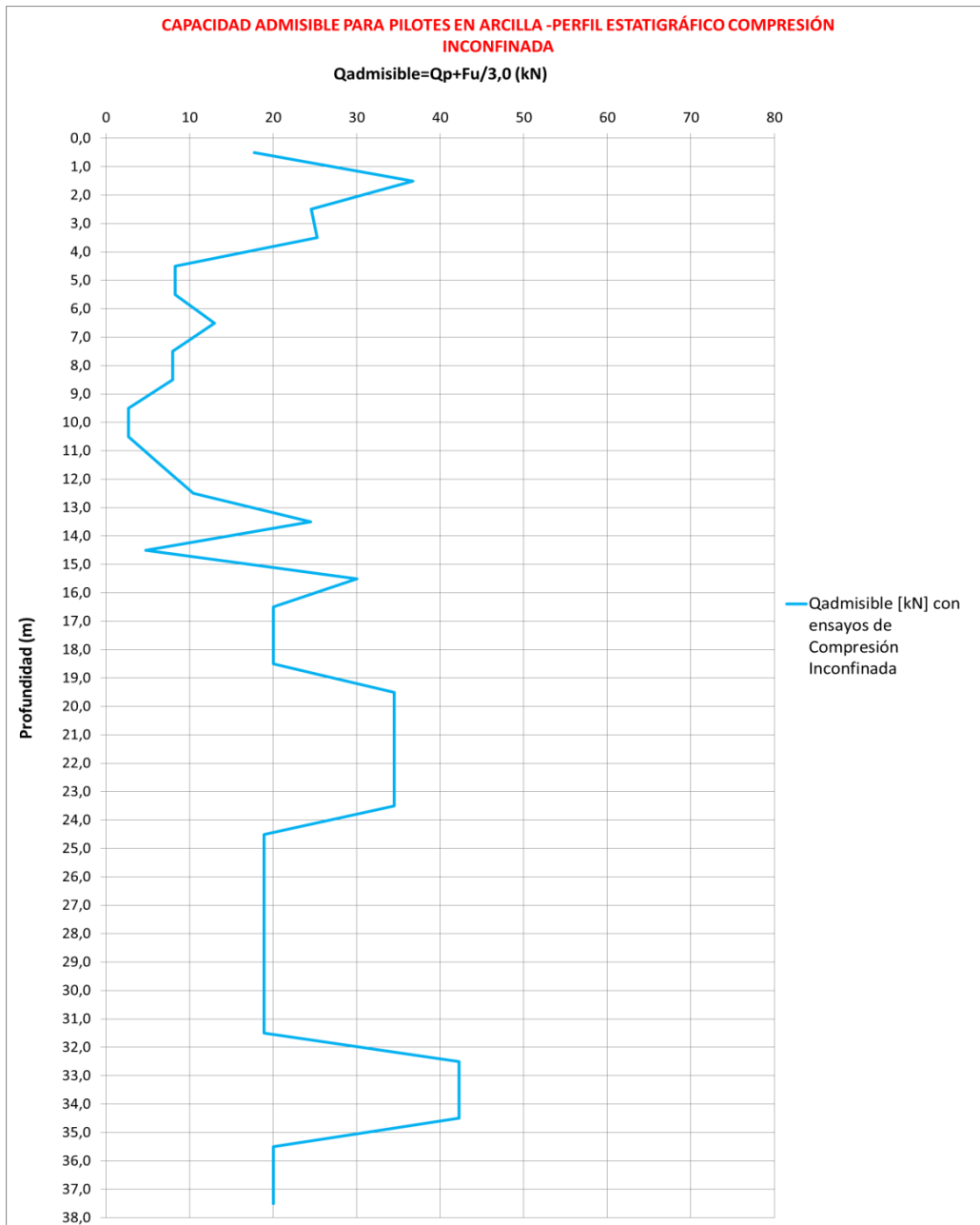


Fuente: Propia, 2016

9.2.3 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de Compresión Inconfinada.

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de laboratorio del ensayo de compresión inconfinada, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la teoría de Meyerhof (1976), y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 50. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico Compresión Inconfinada.

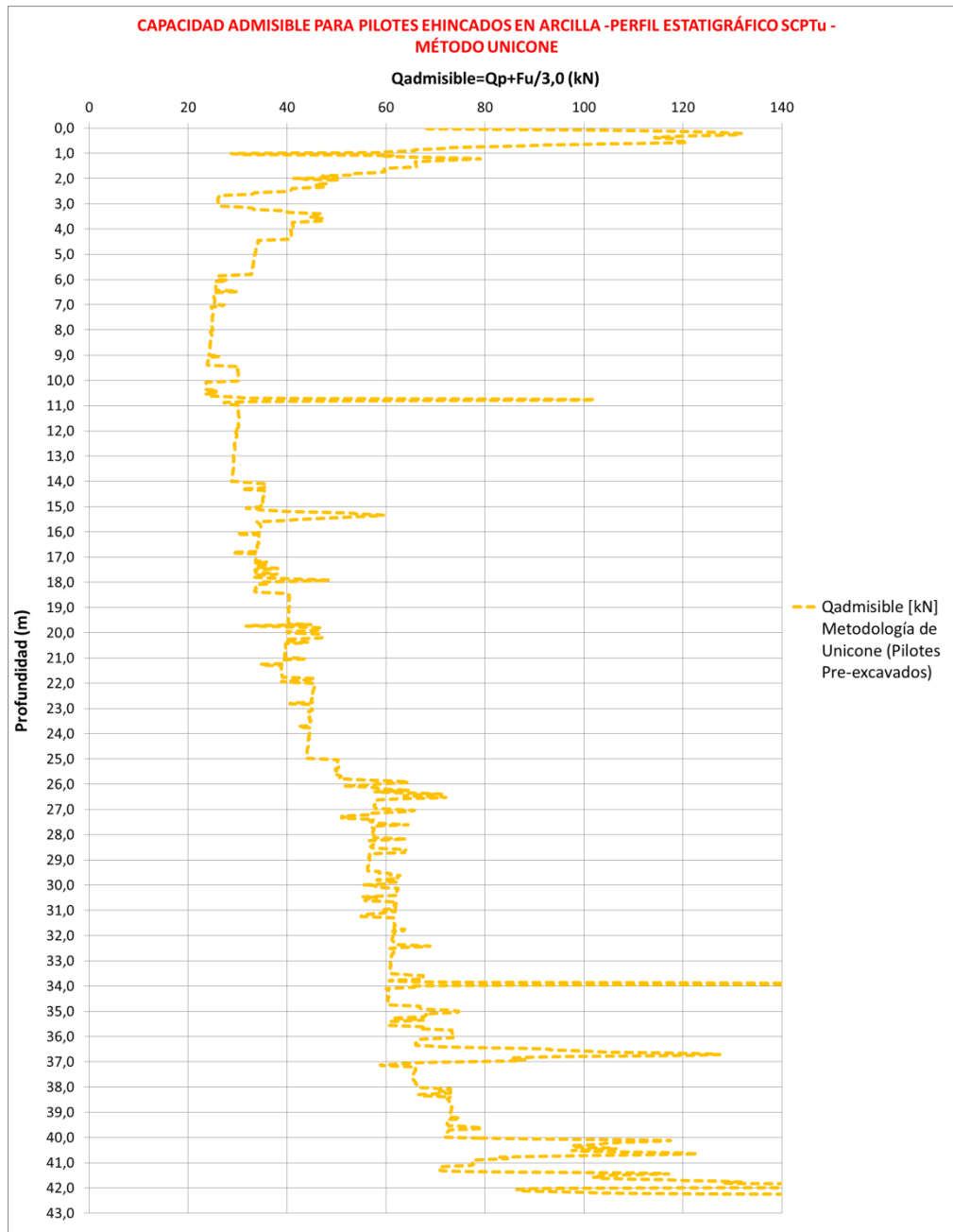


Fuente: Propia, 2016

9.2.4 Capacidad de carga admisible utilizando el perfil estratigráfico obtenido con ensayos de campo de SCPTu

El perfil estratigráfico promedio fue obtenido combinando todos los resultados de los ensayos de campo de Piezocono sísmico, el cálculo de la capacidad portante se realizó teniendo en cuenta la metodología propuesta por Eslami y Fellenius; 1997,2006.; Método Unicone, y los resultados fueron los siguientes:

Gráfica No. 51. Capacidad portante admisible para cimentación profunda – Perfil estratigráfico SCPTu- Método Unicone



Fuente: Propia, 2016

9.2.5 Comparación de resultados obtenidos para la capacidad portante de cimentaciones profundas

En la Gráfica No. 47 se puede apreciar la comparación entre uno de los métodos tradicionales de capacidad de carga para pilotes a partir de ensayos in-situ y pruebas de laboratorio y los métodos directos a partir de ensayos de Piezocono (UNICONE).

Realizando la comparación se puede apreciar que los valores más altos de capacidad portante son obtenidos realizando los cálculos con los parámetros de los ensayos de Veleta de campo y Triaxial y las ecuaciones empíricas tradicionales, los resultados del ensayo de compresión inconfiada arrojan valores de capacidad portante menores.

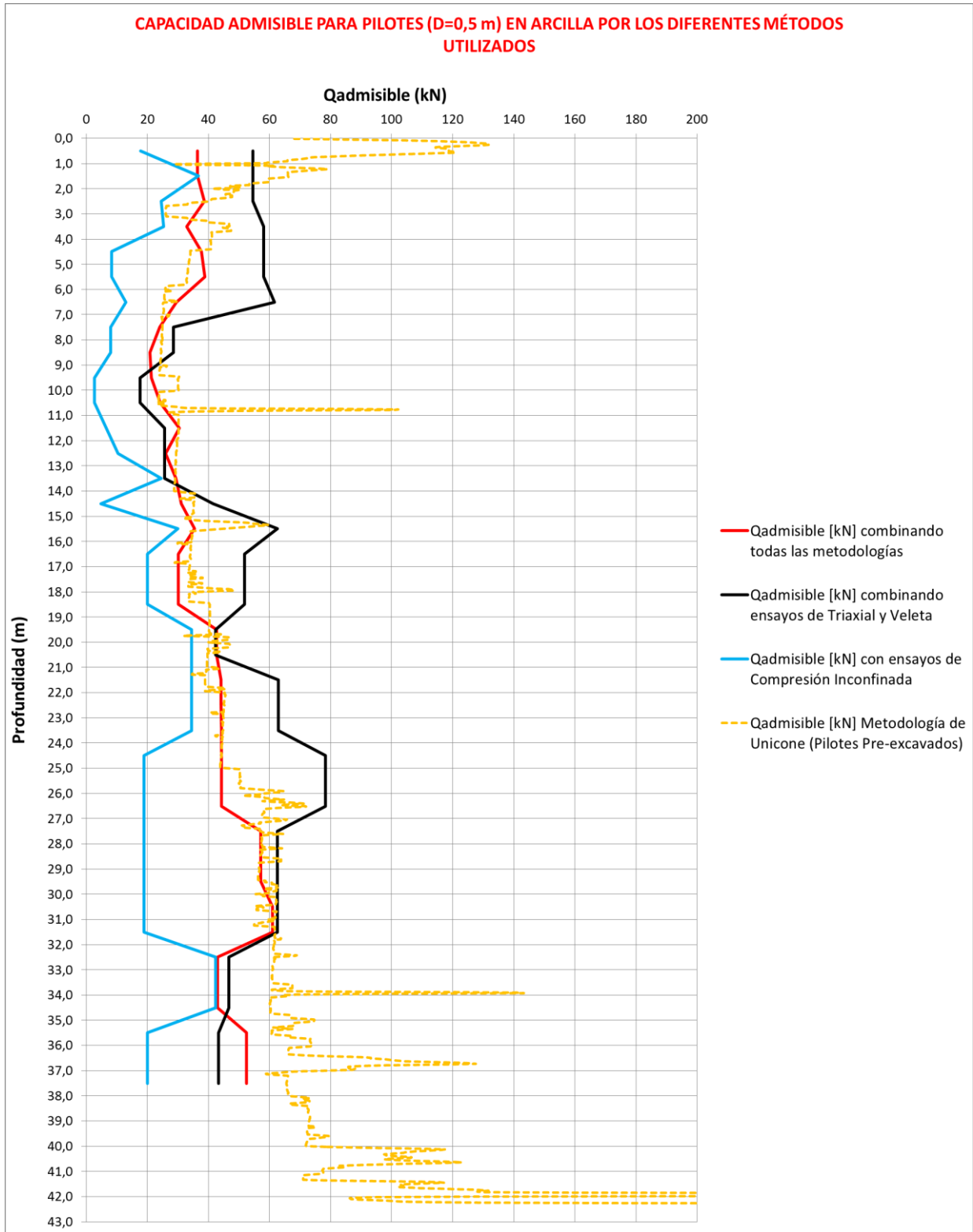
Al realizar el cálculo de la capacidad portante con el perfil estratigráfico obtenido por todas las metodologías se obtienen valores que se encuentran en el promedio entre los resultados obtenidos con los ensayos de Triaxial y los ensayos de compresión inconfiada.

El método directo de Unicone utilizado para pilotes pre-excavados arroja valores similares a los obtenidos con el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías.

La diferencia entre los métodos convencionales y los métodos por medio del ensayo de Piezocono se puede presentar, porque desde el punto de vista de la ejecución del ensayo, las condiciones de esfuerzos a las cuales se realizan las pruebas de Piezocono son más reales que las convencionales; es por esto que los resultados pueden ser confiables e identifican todos los puntos de un perfil de suelos, sin tener que realizar la aproximación a un perfil geotécnico promedio.

Todos los resultados y análisis de capacidad portante de cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas se presentan en el Anexo 2.

Gráfica No. 52. Capacidad portante admisible para cimentación profunda-comparación de métodos tradicionales VS métodos directos a partir de ensayos de Piezocono SCPT-u.



Fuente: Propia, 2016

Capítulo X

Comparación económica del diseño de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos utilizados

Según la metodología mostrada en el numeral 4.5 los resultados de la comparación económica del diseño de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos son los siguientes:

Tabla No. 46. Comparación de costos para los diseños de pilotes con los diferentes perfiles estratigráficos establecidos.

Diseños Utilizados	Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga de trabajo (kN)	Carga Admisible (kN)	No. Pilotes	Longitud Total (m)	Costos (\$)	Reducción-respecto al mayor costo (%)
Diseños con resultados de compresión inconfiada	0,5	37,5	1180	20,03	59	2213	\$ 2.213.000.000	-
Diseño con resultados de Triaxial y veleta de campo	0,5	37,5	1180	43,39	28	1050	\$ 1.050.000.000	53
Diseño combinando todas las metodologías de investigación	0,5	37,5	1180	52,48	23	863	\$ 863.000.000	61
Diseño con metodología Unicone - SCPTu	0,5	37,5	1180	65,52	19	713	\$ 713.000.000	68

Fuente: Propia, 2016

En la Tabla No. 46 se puede apreciar la diferencia de costos obtenidos con los diferentes diseños realizados según los perfiles estratigráficos definidos, el perfil estratigráfico definido por medio de ensayos de compresión inconfiada arroja el diseño más conservador por lo tanto los costos más altos, al realizar el diseño de los pilotes con los resultados de los ensayos de Triaxial y veleta se puede observar que la reducción de costos es de un 53%.

Combinando todas las metodologías de exploración la reducción de los costos respecto a lo obtenido con la compresión inconfiada es de un 61%, lo que indica que los diseños pueden ser optimizados al utilizar diferentes metodologías de investigación para definir un mejor modelo estratigráfico del suelo.

El diseño realizado con los resultados de los ensayos de Piezocono arroja valores más altos de capacidad por lo tanto los costos son menores.

Con base en estos resultados se consideró acertada la ejecución de ensayos de campo como el Piezocono y el Dilatómetro para complementar la información obtenida por medio de métodos convencionales, y de esta forma al combinar todas las metodologías se pueden revisar las cargas admisibles consideradas y optimizar los diseños.

Capítulo XI

Conclusiones

11.1 Perfil del suelo

El perfil del suelo investigado corresponde a un depósito de suelos predominantemente finos de tipo arcilla limosa de alta compresibilidad (CH-OH) con algunas trazas ocasionales de turba. En su mayoría los valores de humedad y límites de consistencia son muy altos, y de acuerdo a los resultados obtenidos con los ensayos de resistencia se puede concluir que el área de estudio presenta una consistencia blanda a media, estos son valores típicos para suelos finos de la ciudad de Bogotá.

Con los resultados del ensayo del Piezocono y Dilatómetro de Marchetti es posible obtener un perfil estratigráfico de manera detallada lo cual permite complementar e identificar capas de suelo que no son fáciles de identificar por medio de la exploración convencional (perforaciones y ensayos de laboratorio).

En proyectos donde se tiene información geotécnica existente a partir de perforaciones convencionales y ensayos de laboratorio, se puede complementar la caracterización geotécnica con los resultados obtenidos a partir de ensayos de piezocono y dilatómetros, ya que estos aumentan de una manera significativa las propiedades físico mecánicas del subsuelo de una manera económica, rápida y confiable.

Las correlaciones propuestas para establecer el comportamiento del suelo, basadas en la resistencia por punta y por fricción del ensayo de Piezocono, logran determinar muy bien los lentes de material orgánico y la ubicación del nivel freático.

La identificación de estas capas es de suma importancia para el cálculo de asentamientos, análisis de estabilidad de taludes para excavaciones profundas, e identificación de capas permeables.

Para obtener una completa caracterización del suelo estudiado se deben combinar todas las metodologías existentes en el medio para realizar la investigación.

En el presente proyecto se obtuvo un perfil estratigráfico promedio a partir de todas las metodologías de investigación realizadas, de manera general se encontraron suelos predominantemente finos con cierto contenido de limos plásticos y capas de material orgánico. (Ver Figura No. 62).

11.2 Comparación de parámetros obtenidos por las diferentes metodologías de investigación

11.2.1 Comportamiento Estático

Los resultados de las comparaciones de los parámetros obtenidos por las diferentes metodologías de investigación indican que para la relación de sobreconsolidación, la resistencia al corte no drenada, el módulo de elasticidad, y la velocidad de onda de corte, se tienen valores aceptables que aplican para el perfil del subsuelo estudiado.

Los valores de peso unitario, resistencia al corte no drenado, y permeabilidad no muestran coeficientes de correlación claros que exhiban algún tipo de linealidad. En las fases posteriores del campo de experimentación geotécnica (SEGECI) se recomienda ampliar los análisis con el fin de verificar si existe alguna correlación de los parámetros analizados teniendo en cuenta las distintas metodologías de investigación geotécnica.

Los resultados del peso unitario total obtenidos a partir de ensayos de Piezocono y Dilatómetro presentan valores más altos respecto a los obtenidos con los ensayos de laboratorio. Se considera que la diferencia entre los resultados se debe a la alteración que sufren las muestras durante el proceso de extracción y ejecución de ensayos de laboratorio. (Ver Gráfica No. 3).

Los resultados de peso unitario obtenidos con los ensayos de Piezocono y Dilatómetro se encuentran por encima de los resultados típicos, esperados para suelos similares, en las fases posteriores del campo de experimentación geotécnica (SEGECI) se recomienda realizar análisis verificando las ecuaciones empleadas para el cálculo del peso unitario y de esta manera validar los resultados obtenidos.

Para el caso de la resistencia al corte no drenado, se aprecia que los valores obtenidos con ensayos de compresiones confinadas presentan datos menores que los obtenidos con ensayos de Triaxial tipo no consolidados no drenados (UU). A diferencia de los ensayos de compresión confinada en el ensayo de Triaxial (UU) se aplica el esfuerzo de confinamiento al que está sometido el suelo, lo que representa una condición más real del comportamiento in-situ.

El ensayo de Piezocono permitió obtener la resistencia al corte no drenado cada 2.0 cm y el Dilatómetro de Marchetti cada 20 cm, esto representa una ventaja en la obtención de parámetros geotécnicos respecto a las metodologías convencionales. Los resultados de la resistencia al corte no drenado obtenidos con las nuevas metodologías presentan un comportamiento parecido a los obtenidos con los ensayos de triaxial UU y veleta de campo. (Ver Gráfica No. 4).

Los valores obtenidos de módulo de elasticidad por medio de los ensayos de compresión confinada presentan valores menores respecto al ensayo triaxial UU. Por otra parte se obtuvieron los valores del módulo con los ensayos de campo Piezocono y Dilatómetro de Marchetti cada 2 cm y 20 cm respectivamente. Los resultados obtenidos son similares con estas dos metodologías, al comparar estos resultados con los módulos obtenidos con ensayos de laboratorio se evidencia que los resultados de los módulos con el ensayo triaxial UU presentan mayor similitud con los ensayos de campo de Dilatómetro y Piezocono. (Ver Gráfica No. 10).

Con los ensayos de laboratorio de triaxial consolidado no drenado (CU) se obtuvieron datos del ángulo de fricción del suelo y a partir de estos datos se obtuvo el coeficiente de presión de tierras en reposo, estos datos fueron comparados con los resultados obtenidos por el ensayo de campo de Piezocono sísmico, y de esta manera se puede apreciar la diferencia entre las dos metodologías teniendo datos menores con el ensayo SCPTu. Esta diferencia se puede dar debido a que posiblemente las muestras inalteradas no fueron tomadas en los estratos limosos o granulares, ya que son lentes de espesores pequeños y mediante el uso de métodos de exploración convencionales se pueden pasar sin detectarlos a tiempo para obtener muestras verdaderamente representativas. (Ver Gráfica No. 15)

En cuanto a la relación de sobreconsolidación, se observa que los datos obtenidos por todas las metodologías arrojan una buena convergencia. Como resultado se encontró una capa superficial de suelos sobreconsolidados que cambian a normalmente consolidados a medida que avanza la profundidad. (Ver Gráfica No. 19)

Los valores del N del ensayo SPT fueron comparados con los resultados del ensayo de campo de Piezocono que permite obtener el número de golpes para 30 cm, los resultados evidencian que los valores obtenidos a partir del Piezocono son mayores. (Ver Gráfica No. 23).

11.2.2 Comportamiento Dinámico

Como resultado de la comparación entre las metodologías utilizadas para la obtención de la velocidad de onda de corte (Piezocono, Dilatómetro, Down-Hole, MASW y correlaciones) se obtuvieron datos que presentan bastante similitud en cada una de las metodologías utilizadas. (Ver Gráfica No. 25)

El Piezocono sísmico permite adaptar un geófono en la parte inferior para poder realizar el ensayo de Down-Hole, además puede estimar un valor teórico de la velocidad de onda de corte que es muy acertado, al comparar los resultados de velocidad de onda de corte obtenidos por métodos directos con los resultados teóricos, se observa que los datos de velocidad de métodos directos son menores que los teóricos, sin embargo, la diferencia entre los datos no es representativa. (Ver Gráfica No. 27).

Los ensayos de DownHole y MASW realizados, arrojan valores que corresponden con suelos blandos de tipo E, en donde sus velocidades de onda de corte son menores a 180 m/s.

Con base en los perfiles de velocidades de ondas de corte, V_s , a profundidades entre los 0,00 y 2,00 m y los 37,0 y 42,0 m se obtienen velocidades de onda de corte mayores a 200 m/s, las cuales clasifican como suelos rígidos tipo D; que seguramente están asociados a capas arenosas más rígidas.

Los resultados de los ensayos de Triaxial Cíclico evidencian un comportamiento consistente en el que la rigidez aumenta a bajas deformaciones. Por otro lado se aprecia una mayor dispersión a bajas deformaciones, la dispersión es mayor en los datos de amortiguamiento probablemente porque los ciclos de histéresis no se asocian bien con los ciclos idealizados. (Ver Gráfica No. 28 a Gráfica No. 31).

Se realizó la comparación de las curvas obtenidas con ensayos de Triaxial Cíclico y las reportadas para suelos similares. La comparación permite evidenciar que las curvas se encuentran dentro de los rangos típicos para este tipo de suelos. (Ver Gráfica No. 32 a Gráfica No. 35).

11.3 Correlaciones utilizadas para obtener parámetros geotécnicos a partir del ensayo SCPTu

Según los análisis realizados se puede evidenciar que para valores de $N_{kt} > 15$ el comportamiento del suelo es similar al comportamiento obtenido en el ensayo de compresión confinada, mientras que para valores de $N_{kt} < 15$ presentan valores más altos y similares a los que se obtienen con los ensayos de veleta de campo y Triaxial UU.

Por medio de ensayos de campo y laboratorio (Veleta de campo, Triaxial UU y compresión inconfínada) se realizó una regresión en donde se obtuvo el valor de N_{kt} típico para el perfil del suelo existente del presente estudio, de acuerdo a los resultados obtenidos con la regresión se recomienda utilizar un factor del cono $N_{kt}=12$ el cual evidencia una mejor relación entre resultados obtenidos con el Triaxial UU y la veleta de campo. (Ver Gráfica No. 37).

11.4 Comparación de diseño de cimentaciones

Se analizaron dos tipos de cimentación (superficiales y profundas), los diseños se realizaron teniendo en cuenta diferentes perfiles según la metodología de investigación utilizada.

Tabla No. 47 Matriz de comparación de los diseños

TIPO DE CIMENTACIÓN	Perfil estratigráfico promedio	Perfil estratigráfico Piezocono	Perfil estratigráfico Veleta de campo y Triaxial	Perfil estratigráfico Compresión Inconfínada
Superficial (Zapatillas Individuales)	X	X	X	X
Profunda (Pilotes)	X	X	X	X

Fuente: Propia, 2016

Para el caso de cimentaciones superficiales se puede apreciar que los valores más altos de capacidad portante son obtenidos realizando los cálculos con los parámetros de los ensayos de Veleta de campo, Triaxial UU y las ecuaciones empíricas tradicionales.

Los resultados del ensayo de compresión Inconfínada arrojan valores de capacidad portante muy conservadores. Al realizar el cálculo de la capacidad portante con el perfil estratigráfico promedio se obtienen valores que se encuentran en el promedio entre los ensayos de Triaxial y los ensayos de compresión Inconfínada, los resultados obtenidos con el perfil estratigráfico de los ensayos de Piezocono presentan similitud al perfil promedio por lo que se puede decir que el ensayo de Piezocono arroja datos confiables para el cálculo de la capacidad portante del suelo. (Ver Gráfica No. 47)

Para las cimentaciones profundas los análisis de capacidad de carga realizados con las ecuaciones empíricas tradicionales arrojan valores menores si se trabaja con resultados de compresión inconfínada y valores más altos si se trabaja con resultados del ensayo Triaxial y veleta de campo.

Al realizar el cálculo de la capacidad portante con el perfil estratigráfico promedio se obtienen valores que se encuentran en el promedio entre los resultados obtenidos con los ensayos de Triaxial y los ensayos de compresión Inconfínada.

El método directo de Unicone utilizado para pilotes pre-excavados con los valores del ensayo de Piezocono arroja valores similares a los obtenidos con el perfil estratigráfico promedio de todas las metodologías.

11.5 Comparación de costos según la metodología de investigación

Todos los proyectos de ingeniería buscan la mejor solución tanto técnica como económica, y de esta manera optimizar los diseños para evitar sobrecostos en la construcción. Para lograr optimizar los diferentes diseños es necesario el uso de la tecnología moderna con el fin de obtener más y mejor información de manera rápida y precisa, incorporarla en modelos de comportamiento debidamente calibrados y de esa manera buscar la optimización de los sistemas de ingeniería cumpliendo con los requisitos de funcionalidad y seguridad.

En el presente trabajo se realizó la comparación de los costos para diferentes diseños de pilotes según perfiles estratigráficos definidos, con los resultados se evidenció que para el perfil estratigráfico definido por medio de ensayos de compresión confinada los valores obtenidos son los más conservadores por lo tanto los costos más altos, al realizar el diseño de los pilotes con los resultados de los ensayos de Triaxial y veleta se puede observar que la reducción de costos es de un 53%.

Combinando todas las metodologías de exploración la reducción de los costos respecto a lo obtenido con la compresión confinada es de un 61%, lo que indica que los diseños pueden ser optimizados al utilizar diferentes metodologías de investigación para definir un mejor modelo estratigráfico del suelo.

El diseño realizado con los resultados de los ensayos de Piezocono arroja valores más altos de capacidad por lo tanto los costos son menores. (Ver Tabla No. 46).

11.6 Recomendaciones y limitaciones

La investigación realizada corresponde a una de las fases iniciales del proyecto macro del campo de investigación geotécnica, se debe entender que no implica la totalidad de los ensayos a realizar y que por el contrario es la primera etapa en la obtención de parámetros geotécnicos del área investigada.

Se recomienda continuar con la campaña de exploración geotécnica y de esta manera ampliar la base de parámetros del perfil estratigráfico existente. Esto permitirá continuar con los análisis detallados del comportamiento del suelo, además, establecer correlaciones, ecuaciones locales y verificar las variables utilizadas para establecer los parámetros geotécnicos en las diferentes metodologías de investigación. De esta manera se podrá finalizar la etapa de caracterización del suelo y continuar con la etapa de construcción de cimentaciones.

Los resultados obtenidos y los análisis realizados corresponden exclusivamente al perfil del suelo del sitio de experimentación geotécnica ubicado en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Para las fases posteriores del proyecto macro se recomienda demarcar de manera adecuada el área de investigación definida y permitir su uso a toda la comunidad educativa, de esta manera ampliar los espectros de investigación.

Capítulo XII

Bibliografía

- Arango I. "Ingeniería Sísmica aplicada a problemas geotécnicos". II Seminario Colombiano de Geotecnia, Tomo I. Bogotá. 1980.
- ASTM - D5778-07. 2007. Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.
- Bobby O. Hardin and Michael E Kalinski (Julio 2005) "Estimating the shear Modulus of Gravelly Soils"
- Campanella et al (1988a). Overconsolidation Ratio of Clays from Penetration Pore Pressures, JGE ASCE Vol. 116 No. 2, 340-342.
- Campanella et al (1988b). Overconsolidation Ratio of Clays from Penetration Pore Pressures. Discussion by Ramesh and Mayne, JGE ASCE Vol. 115 No. 9, 1341- 1346.
- DAS, Braja, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson, México, 2001.
- Durán, J.E. "Apuntes sobre investigación del subsuelo", Bogotá – Colombia, 2008.
- K.H.Stokoe, II, M.B. Darendeli, R.B. Gilbert, F-Y. Menú and W.K. Choi (Agosto 2008) "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping"
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306p.
- Maine P.W. (2012), "Geotechnical site characterization in the year 2012 and beyond", Geotecnics 2012, San Diego.
- Maine P.W., M.R. Coop, S.M. Springman, A.B. Huan, J.G. Zornberg "Geomaterial, Behavior and Testing", 17 ICSMGE, Egipto.
- Meyerhof, George," Bearing capacity and Settlement of pile foundations", Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering Division, march, 1976.
- Ramon Verdugo A (2010) "Dinámica de suelos Amplificación Sísmica" – Departamento de Ingeniería Civil – Universidad de Chile
- Robertson, P.K y Gregg drilling & testing Inc. (2010). "Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering".
- Robertson, P.K y Gregg drilling & testing Inc. (2009). "Interpretation of Cone Penetration Test".

- Rodríguez E.E. (2015), “ Resultados practica curso de exploración y caracterización” , Curso de exploración y caracterización del subsuelo con tecnicas avanzadas 2015, Bogotá
- Rodríguez J.A. (2013) “Optimización de Cimentaciones en suelos blandos de Bogotá” Jéoprobe Ltda., Bogotá “
- Rodríguez A.R. “Obtención de parámetros geomecánicos con piezocono sísmico en el campus de la universidad Nacional sede Bogotá “
- Sarria M. Alberto. “Ingeniería Sísmica”. Ediciones Uniandes – ECOE Ediciones. 1995
- Sarria M. Alberto. “Métodos Geofísicos”. Ediciones Uniandes – ECOE Ediciones. 1995.
- Sauter F. “Fundamentos de ingeniería sísmica I: Introducción a la Sismología”, Editorial Tecnológica de Costa Rica. 1989
- Vesic, Aleksandar, “Design of pile foundations”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1977.