



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA**

**“Caracterización y mejoramiento del suelo mediante columnas de grava.”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE:**

**MAGISTER EN GEOTECNIA**

**AUTORES:**

**CATUTO SAONA WILMER ALFREDO  
MEZA ALARCÓN DILMER ELÍAS**

**TUTOR:**

**ING. DAVIDE BESENZON**

**GUAYAQUIL – GUAYAS - ECUADOR**

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres y a mi hermana María Gabriela, quienes han estado en todo momento apoyándome en cada uno de los desafíos y objetivos que he tenido en mente. También se lo dedico a mis hermanos Daniel y Catalina, a quienes busco ser un ejemplo de cómo salir adelante a pesar de las dificultades.

Finalmente, dedico este trabajo a todos aquellos que perseveran por alcanzar sus diferentes metas personales y necesitan ese empujón extra para lograrlo.

*Wilmer Catuto*

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo en primer lugar a mi familia, mi querida esposa Shirleidy Narváez Moreira por su apoyo constante y confidente a lo largo de este proyecto nuevo en mi vida, a mi mamá Lilian Alarcón Duran, mi hermana María Victoria Meza por estar siempre conmigo y dándome su apoyo moral y familiar, cuñados, primos y tíos y seres queridos por su constante apoyo y comprensión. Que este esfuerzo sea un tributo a la pasión por aprender y mejorar, y un recordatorio de que el trabajo dedicado siempre da frutos. A un futuro lleno de logros y nuevas metas!.

Dedico este trabajo a todos aquellos que buscan la excelencia en su labor diaria, a quienes persiguen incansablemente el conocimiento y el crecimiento profesional. A nuestros colegas y mentores, cuya guía y apoyo han sido fundamentales en este camino.

*Dilmer Meza Alarcón*

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL .....	4
ÍNDICE DE TABLAS .....	5
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	6
RESUMEN.....	10
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.....	11
5.1 ANTECEDENTES .....	11
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	11
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	12
1.4 OBJETIVOS.....	12
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	14
2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	14
2.2 ENSAYOS DE CAMPO.....	17
2.3 LICUEFACCIÓN .....	39
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA.....	49
3.1. ESQUEMA METODOLÓGICO.....	49
3.2. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA PREVIA AL TRATAMIENTO DEL SUELO .....	51
3.3. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA POSTERIOR TRATAMIENTO DEL SUELO .....	57
CAPÍTULO 4. RESULTADOS .....	59
4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO:.....	62
4.2 ENSAYOS DE CAMPO.....	63
4.3. ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUELO TRATADO .....	69
4.4 LICUEFACCIÓN .....	72
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	77
5.1 CONCLUSIONES .....	77
5.2 RECOMENDACIONES.....	78
CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA .....	79

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Pautas para la clasificación de los suelos. ....	19
Tabla 2.	Valores $\Delta N_{fc}$ según el Fc% correlación Tokimatsu & Yoshimi (1983).	20
Tabla 3.	Valores a y b para estimación de la densidad relativa Skempton (1986).	20
Tabla 4.	Sistema unificado de clasificación de suelos. ....	26
Tabla 5.	Valores estimados por el $N_{kc}$ basados en el proceso de calibración. ....	31
Tabla 6.	Estimación de la correlación $G_o$ en función del tipo de suelo. ....	39
Tabla 7.	Resumen de ensayos de laboratorio e in situ realizados en la zona de estudio antes y después de tratar el suelo. ....	50
Tabla 8.	Ensayos de contenido de finos a partir de ensayos en laboratorio según los tipos de muestras (calicatas) realizados en el sitio de estudio, Cinema Regal del mall “THREE RIVERS”.....	52
Tabla 9.	Peso específico en las muestras B-8 y B-9, realizado mediante ensayos de laboratorios.....	53

## ÍNDICE DE GRÁFICOS.

Gráfico 1.	Clasificación de suelos basado en granulometría. ....	15
Gráfico 2.	Índice de plasticidad (IP) acorde al tipo de suelo en el sistema USCS. ....	16
Gráfico 3.	Ensamblado de la veleta en campo U.S Navy. (1982).....	17
Gráfico 4.	Ensayo SPT.....	18
Gráfico 5.	Variación del $f_1 = CuN$ con el índice de plasticidad, grafico Stroud and Butler (1975).....	22
Gráfico 6.	Diagrama básico del cono penetrómetro, demostrando la ubicación de la presión de poros $u_2$ .....	24
Gráfico 7.	Área final desigual en el cono y el mango de fricción.....	24
Gráfico 8.	Tipo de comportamiento del suelo CPT normalizado (SBTn), $Q_t - F$ (Robertson (1990), actualizado por Robertson (2010).....	27
Gráfico 9.	Peso unitario del suelo adimensional, $\gamma_{\gamma w}$ basado en el ensayo CPT.....	28
Gráfico 10.	Intervalos de un parámetro estimado, $\psi$ (líneas finas), en Gráfico SBTn $Q_{tn} - F_r$ normalizado para suelos del Holoceno no cementados Robertson (2009).....	30
Gráfico 11.	Caracterización del suelo, por medio del módulo del dilatómetro y el índice $I_d$ .....	33
Gráfico 12.	Correlación $K_d - D_r$ para arenas no cementadas Reyna & Chameau (1991), también incluyendo información (puntos) Ohgishima and Kemigawa por Tanaka & Tanaka (1998).....	35
Gráfico 13.	Comparativa entre $C_u$ determinado por el DMT y por otros ensayos in situ en el en el sitio Nacional de investigación de Bothkennar en UK.Nash et al. (1992). ....	36
Gráfico 14.	Ejemplo de la curva de decaimiento DMT-A. ....	37
Gráfico 15.	Relación de factor de reducción del esfuerzo cortante $r_d$ . ....	41
Gráfico 16.	Relación del factor de escala de magnitud (MSF).....	42

Gráfico 17. Variación en la relación del factor MSF con $qc_{1Ncs}$ y con $(N1)_{60cs}$ para suelos cohesivos.....	43
Gráfico 18. Relación del factor de corrección $K_{\sigma}$ de sobrecarga.....	44
Gráfico 19. Relación del factor de corrección de sobrecarga para la resistencia a la penetración del CPT y SPT. (a) para $\sigma'_{vPa} = 0-10$ , y (b) para $\sigma'_{vPa} = 0-2$ en paralelo con la relación Liao & Whitman (1986). .....	45
Gráfico 20. Esfuerzo cortante máximo durante una carga sin drenaje $\gamma_{max}(\%)$ para $qc_{1Ncs}$ mayor que 21. ....	47
Gráfico 21. Deformaciones volumétricas Post – licuefacción versus factor de seguridad contra activación de la licuefacción $r_u = 100\%$ para arenas limpias de diferentes densidades. (Ishihara & Yoshimine, 1992). .....	48
Gráfico 22. Flujograma considerando la metodología de análisis del suelo pre y post tratamiento.....	49
Gráfico 23. Vista en planta de las ubicación y simbología de los ensayos in situ realizados en el sitio, Cinema Regal del mall “THREE RIVERS”.....	51
Gráfico 24. Contenido de finos a una profundidad máxima de 35m en todas las muestras (calicatas) realizadas. ....	52
Gráfico 25. Ensayos de consolidación de las muestras S-7 y S-15.....	53
Gráfico 26. Numero de golpes del ensayo SPT en las muestras correspondientes a las calicatas B1 – B15, realizadas antes de la estabilización del suelo.....	54
Gráfico 27. Contenido de finos y numero de golpes del ensayo SPT en las muestras correspondientes a las calicatas B8 y B9, realizadas antes de la estabilización del suelo. ....	55
Gráfico 28. Resistencia al cono $q_t$ e índice de comportamiento $I_c$ , para los ensayos de SCPT 1 y SCPT 2 suelo no tratado.....	56
Gráfico 29. Datos recibidos por medio del ensayo in situ DMTM, modulo $M$ , esfuerzo horizontal e índice de material $I_d$ .....	57
Gráfico 30. Datos de los ensayos CPT postratamiento. ....	58
Gráfico 31. Resultados modulo $M_{dmt}$ y $K_d$ del ensayo DMT_NS vs DMT_TS.....	58

Gráfico 32. Perfiles de ensayos en sitio: Perforaciones B-8, contenido de finos FC(%), wp,Pi, wl, w, índice de comportamiento del suelo Ic e índice de material del suelo Id, correspondiente a suelo no tratado.....	59
Gráfico 33. Perfiles de ensayos en sitio (2): Perforaciones B-8, contenido de finos FC(%), wp,Pi, wl, w, índice de comportamiento del suelo Ic e índice de material del suelo Id, correspondiente a suelo no tratado. ....	60
Gráfico 34. Perfil Geotécnico del Suelo previo al tratamiento .....	61
Gráfico 35. Ensayo de consolidación en la muestra B-9, ejemplar S-7 por medio del método de Casagrande. ....	62
Gráfico 36. Ensayo de consolidación en la muestra B-9, ejemplar S-15 por medio del método de Casagrande. ....	62
Gráfico 37. Resultados SPT calicata B-8 (pretratamiento) Phi, Dr, k0, Cu, OCR. ....	63
Gráfico 38. Resultados SPT calicata B-9 (pretratamiento) Phi, Dr, k0, Cu, OCR. ....	64
Gráfico 39. Resultados SCPT_1 NS; SCPT_2 NS (pretratamiento), qt, Ic, Phi, Dr.....	65
Gráfico 40. Resultados SCPT_1 NS; SCPT_2 NS (pretratamiento), k0, Parámetro de estado, Su, OCR.....	65
Gráfico 41. Resultados DMT_1 NS; DMT_2 NS (pretratamiento) Phi, Dr, k0, Cu, OCR.....	65
Gráfico 42. Resultados Phi, Dr para los ensayos DMT, SPT Y SCPT NS (pretratamiento).....	66
Gráfico 43. Resultados k0, parámetro de estado, Su y OCR para los ensayos DMT 2_NS, SPT B-8_NS Y SCPT 1_NS (pretratamiento).....	67
Gráfico 44. Resultados k0, parámetro de estado, Su y OCR para los ensayos DMT1, SPT B-9_NS Y SCPT 2_NS (pretratamiento).....	67
Gráfico 45. Velocidad de onda de corte Vs a partir del ensayo SCPT (cono piezométrico), SCPT-1_NS y SCPT-2_NS en suelos no tratados. ....	68
Gráfico 46. Resultados comparativos Velocidad de onda de corte Vs en correlación con ensayo del DMT 2_NS, SPT B-8_NS y SCPT 1_NS a partir muestras en suelos no tratados	68



Gráfico 47. Resultados comparativos Velocidad de onda de corte $V_s$ en correlación con ensayo del DMT 1_NS, SPT B-9_NS y SCPT 2_NS a partir muestras en suelos no tratados.	69
Gráfico 48. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $q_t$ , $I_c$ , $\Phi$ y DR) de los ensayos SCPT 1 NS y CPT A TS .....	70
Gráfico 49. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $K_0$ , Parámetro de estado, $S_u$ y OCR) de los ensayos SCPT 1 NS y CPT A TS .....	70
Gráfico 50. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $q_t$ , $I_c$ , $\Phi$ y DR) de los ensayos SCPT 2 NS y CPT TEXT A TS .....	70
Gráfico 51. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $K_0$ , Parámetro de estado, $S_u$ y OCR) de los ensayos SCPT 2 NS y CPT TEXT A TS .....	71
Gráfico 52. Análisis comparativo de parámetros $K_d$ y $M_{dmt}$ entre los ensayos de campo DMT-1_NS, DMT-2_NS, DMT-3_TS y DMT-4_TS.....	71
Gráfico 53. Factor de seguridad licuefacción del suelo, contenido de finos $F_c(\%)$ , N160, $cs$ , CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de SPT con muestra de suelo no tratado NS, SPT B-8.....	72
Gráfico 54. Factor de seguridad licuefacción del suelo, contenido de finos $F_c(\%)$ , N160, $cs$ , CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de SPT con muestra de suelo no tratado NS, SPT B-9.....	72
Gráfico 55. Factor de seguridad licuefacción del suelo, $qc1N_{cs}$ , índice de comportamiento del suelo $I_c$ CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de SCPT con muestra de suelo no tratado NS, SCPT-1_NS.....	73
Gráfico 56. Factor de seguridad de licuefacción del suelo, $qc1N_{cs}$ , índice de comportamiento del suelo $I_c$ , CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de SCPT con muestra de suelo no tratado NS, SCPT-2_NS .....	73
Gráfico 57. Evaluación de licuefacción del suelo, $K_d$ , CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de DMT con muestra de suelo no tratado NS, DMT-1_NS (Not treatment soil).....	73
Gráfico 58. Evaluación de licuefacción del suelo, $K_d$ , CSR7.5-CRR7.5, en los ensayos de DMT con muestra de suelo no tratado NS, DMT-2_NS (Not treatment soil).....	74
Gráfico 59. Indicadores de vulnerabilidad del suelo: antes (suelo pretratado) para todos los métodos de ensayo in situ realizados. ....	75
Gráfico 60. Análisis comparativo de índice LPI, LSN y asentamientos.....	76

## RESUMEN

El presente trabajo evalúa las características geotécnicas del Centro Comercial Three River Mall-Kelson, ubicado en el Estado de Washington-Estados Unidos, mediante ensayos geotécnicos de campo y de laboratorio, que fueron realizados por el grupo GRI (Geotechnical Resources, Inc).

Para llevar a cabo la caracterización geotécnica del suelo, en el año 2013 se implementaron diversos ensayos tanto *in situ* como en laboratorio. Entre los primeros, se incluyeron ensayos SPT, CPT, SCPT y DMT; mientras que en laboratorio se llevaron a cabo pruebas de consolidación, peso específico seco, análisis de contenido de finos, límites de Atterberg y contenido de humedad. A partir de los resultados obtenidos en estos ensayos, se establecieron correlaciones con el objetivo de realizar un análisis comparativo de los parámetros del suelo, independientemente de la metodología empleada.

En el año 2014, posterior al estudio inicial se realizaron labores de mejora geotécnica con la finalidad de adecuar las características de suelo, por lo cual se emplearon nuevos ensayos que permitieron observar la efectividad del tratamiento aplicado al suelo.

El estudio realizado en el 2013 reveló que los primeros 6 metros de suelo se componían de un relleno con características granulares favorables. A los 6.1 metros, se alcanza el nivel freático, acompañado de una capa de arena limosa que se extiende desde los 6 metros hasta los 13 metros en algunas áreas; desde los 13 metros hasta aproximadamente 17 metros se observa una capa de arena con densidad baja a media, seguida por otra capa limo arcillosa a partir de los 17 metros.

Durante el análisis de los ensayos realizados, se examinaron los índices que determinan el potencial y la severidad de la licuefacción, encontrando un índice potencial de licuefacción (LPI) que oscila entre alto a muy alto, con una severidad de licuefacción (LSN) que varía de moderada a severa. Además, a partir de los 5 metros de profundidad se identificaron factores de seguridad inferiores a 1. Estas características geotécnicas generarían complicaciones en el proceso de armado de la infraestructura, validando de esta manera el tratamiento geotécnico realizado en el 2014. Al comparar y analizar las características y parámetros del suelo tratado antes y después del tratamiento geotécnico, se determinaron mejoras significativas en los asentamientos producidos.

# **CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES**

## **5.1 Antecedentes**

El proyecto de construcción de un nuevo cine en el Centro Comercial “Three Rivers Mall” ubicado en Kelson, Washington, Estados Unidos, se inició en 2013 como parte de una ampliación de la infraestructura existente en el centro comercial, además se llevó a cabo en un área que anteriormente servía como estacionamiento.

Antes de la construcción, en 2013, se llevó a cabo una exhaustiva campaña geotécnica para evaluar las características del suelo, la cual incluyó 15 perforaciones SPT, dos ensayos SCPT y dos ensayos DMT, además de diversos análisis de laboratorio. Estos ensayos, en el sitio de estudio, brindaron información crucial sobre las propiedades del suelo lo que resultó fundamental para el diseño y la planificación adecuada de la cimentación y otras estructuras relacionadas con el proyecto del cine en el Centro Comercial “Three Rivers Mall”.

Debido a las condiciones particulares del suelo, en el año 2014 se llevó a cabo un tratamiento geotécnico del suelo mediante el empleo de columnas de grava, utilizando el método de compactación por vibración. El propósito de esta intervención fue asegurar las condiciones del suelo y aplicar mejoras geotécnicas para garantizar la estabilidad en la cimentación de la infraestructura planificada. Posteriormente, se realizaron ensayos *in situ* y de laboratorios con el fin de evaluar el comportamiento del suelo después del tratamiento geotécnico, así como también la efectividad de la técnica de mejoramiento utilizada. Estas pruebas incluyeron tres ensayos CPT y dos ensayos DMT.

## **1.2 Planteamiento del problema**

El Centro Comercial Three River Mall-Kelson ubicado en el Estado de Washington, Estados Unidos, fue objeto de un estudio geotécnico para analizar sus características y determinar la viabilidad de su infraestructura. Este estudio, estuvo centrado en la evaluación de las propiedades del suelo a través de ensayos geotécnicos de campo y de laboratorio.

En 2014, se llevó a cabo una mejora geotécnica mediante columnas de grava utilizando el método de compactación por vibración. Una pregunta crucial que surge de este estudio es: ¿La metodología aplicada en el presente proyecto realmente mejoró las características geotécnicas del suelo?

### **1.3 Justificación**

La evaluación de las características geotécnicas del Centro Comercial “Three River Mall-Kelson”, ubicado en el Estado de Washington – Estados Unidos, es fundamental debido a la necesidad de comprenderlas para garantizar la seguridad, estabilidad y funcionamiento adecuado de la infraestructura. Estos factores se describen a continuación:

Seguridad Estructural: La seguridad de las estructuras construidas en el centro comercial es de suma importancia para garantizar la protección de la vida humana y de los bienes materiales. La identificación de condiciones geotécnicas problemáticas como la presencia de capas susceptibles a la licuefacción o factores de seguridad inferiores a 1, implica la necesidad de una evaluación exhaustiva para prevenir posibles fallos estructurales que podrían tener consecuencias catastróficas.

Estabilidad del Suelo: El conocimiento de las características geotécnicas del suelo es esencial para comprender su comportamiento ante cargas estáticas y dinámicas, así como su capacidad para soportar las estructuras existentes o propuestas. La presencia de capas con diferentes propiedades mecánicas y la posibilidad de licuefacción indican la necesidad de evaluar cuidadosamente la estabilidad del suelo para evitar asentamientos diferenciales o deslizamientos.

Necesidad de Mejora Geotécnica: La intervención realizada en 2014, que consistió en la incorporación de columnas de grava y su compactación mediante vibración, fue una respuesta a las condiciones geotécnicas adversas identificadas en estudios previos. La evaluación de la efectividad de este tratamiento es crucial para determinar si se ha logrado mitigar los problemas geotécnicos y mejorar la estabilidad del suelo, proporcionando así una base sólida para la infraestructura existente y futura.

### **1.4 Objetivos**

#### **1.4.1 Objetivo general**

Determinar las características geotécnicas del suelo en el área designada como parqueadero en el centro comercial “Three River Mall”, ubicado en Kelson, Washington, Estados Unidos, por medio de la evaluación de los ensayos tanto *in situ* como de laboratorio, para la comprensión del comportamiento del suelo y la búsqueda de la seguridad a nivel geotécnico de la infraestructura existente y futura.

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Determinar los parámetros geotécnicos del suelo sin tratamiento, mediante ensayos de laboratorio y de campo (SPT, CPT, SCPT, DMT), para la descripción y comprensión del área de estudio.
- Contrastar los parámetros geotécnicos del suelo previos y posteriores al tratamiento del suelo empleado, mediante el análisis de las propiedades geotécnicas determinadas a través de ensayos *in situ* y de laboratorio.
- Evaluar cualitativamente el método de tratamiento geotécnico empleado, mediante el análisis de las propiedades geotécnicas como los factores de seguridad y la licuefacción, para la verificación de la eficacia del mejoramiento geotécnico aplicado.

## **CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO**

El presente estudio se llevó a cabo en dos fases. La primera fase consistió en ensayos *in situ* y de laboratorios realizados en el año 2013. Además, se realizaron calicatas en el sitio, con muestras alteradas e inalteradas, las cuales fueron posteriormente analizadas en el laboratorio.

La segunda etapa se desarrolló en 2014, donde se efectuaron dos ensayos CPT y dos ensayos DMT, inmediatamente después de colocar las columnas de grava. El objetivo principal de esta fase fue determinar si los parámetros geotécnicos experimentaron mejoras significativas después de la intervención de mejoramiento del suelo.

La toma de ensayos *in situ* y de laboratorio durante la primera etapa fue crucial. Este enfoque permitió recopilar una amplia gama de parámetros geotécnicos, reduciendo así las incertidumbres asociadas al suelo a tratar. Esta recopilación exhaustiva de información facilitó la toma de decisiones fundamentadas. Además, se logró contrastar los resultados de los ensayos *in situ* con las pruebas de laboratorio, proporcionando una validación más precisa.

### **2.1 Ensayos de laboratorio**

Los ensayos de laboratorio son herramientas que se emplean para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, son parte integral del diseño y construcción de las cimentaciones, además forman parte de las técnicas de reconocimiento de un terreno como: granulometría, corte directo, límite plástico, límite líquido, humedad, CBR, ensayo de Torvane, entre otros.

#### **2.1.1 Propiedades físicas del suelo**

##### **2.1.1.1 Análisis de tamaño de partículas o contenido de finos.**

El análisis de contenido de finos se realiza mediante el tamizado de una muestra de suelo en seco, pasándola a través del tamiz No. 200 (75 $\mu$ m) de acuerdo con la norma ASTM C 136.

Según la normativa si el porcentaje de pasante de la malla No. 200 o contenido fino de una muestra es superior a al 50% el suelo debe ser considerado como un material limoso o arcilloso, este comportamiento se lo puede evidenciar en el Gráfico 1, donde se clasifica el suelo en función de su granulometría.

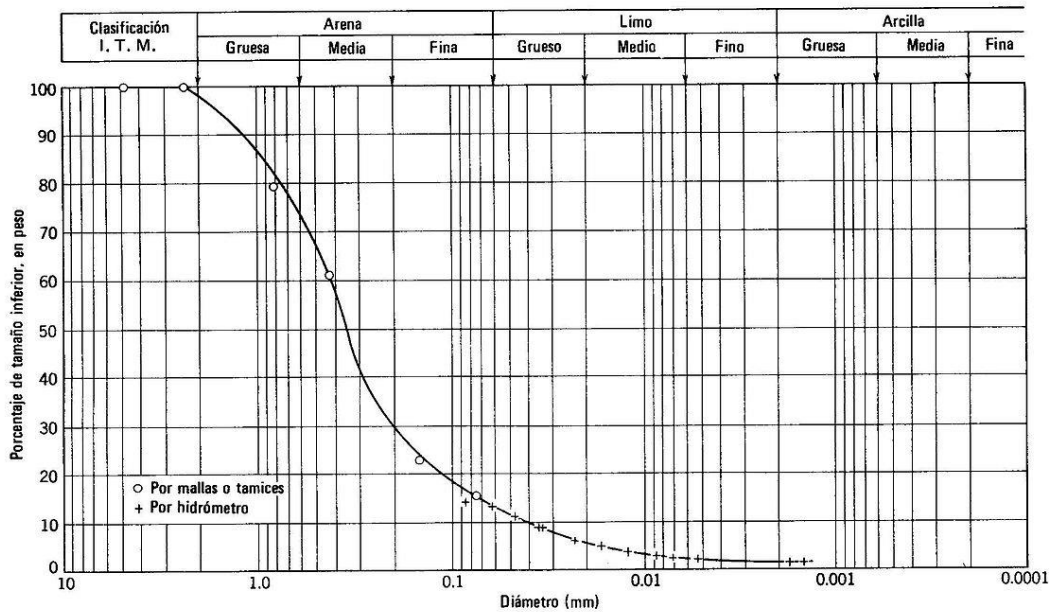


Gráfico 1. Clasificación de suelos basado en granulometría.

### 2.1.1.2 Análisis de contenido de humedad

El análisis del contenido de humedad consiste en secar la muestra en un horno a temperatura de  $110 \pm 5$  C durante un periodo de tiempo, hasta que se considere que el peso de la muestra es constante. La pérdida de peso durante el secado se considera como el peso del agua.

El contenido de agua es calculado usando el peso de agua y el peso de la muestra seca (Norma ASTM D 22160) Zotarelli et al. (2013).

### 2.1.1.3 Límites de Atterberg.

Los Límites de Atterberg fueron definidos por Albert Atterberg, quien inicialmente propuso seis límites; el límite superior de flujo viscoso, el límite líquido, el límite pegajoso, el límite de la cohesión, el límite plástico, y el límite de la contracción. Actualmente, el término se refiere sólo al límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad, los cuales están normalizados con la Norma ASTM D4318, y ASTM10. Estos parámetros se representan en el Gráfico 2.

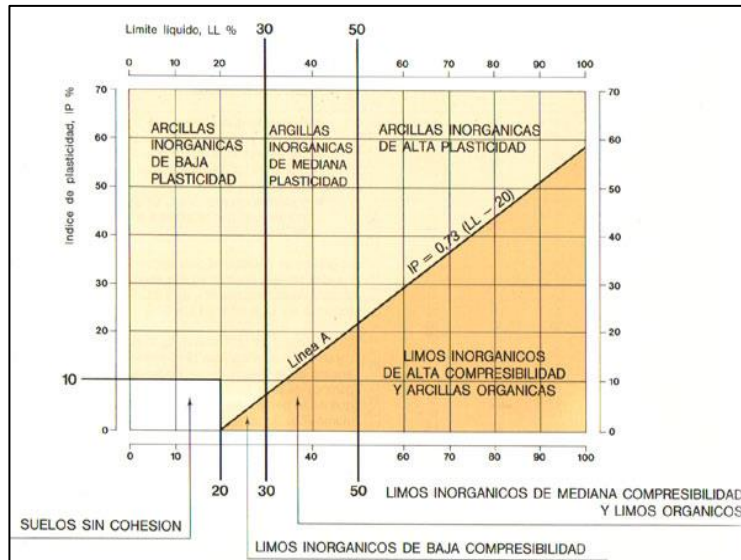


Gráfico 2. Índice de plasticidad (IP) acorde al tipo de suelo en el sistema USCS.

#### 2.1.1.4 Peso específico seco

El peso específico seco determina la cantidad de partículas sólidas que hay en una muestra de suelo, para ello se emplea un cilindro de al menos  $850 \text{ cm}^3$ , el cual se lo llena con la muestra a su máxima capacidad. Posterior a ello, se seca la muestra hasta que su peso se mantenga constante, finalmente se pesa la muestra resultante y se divide para la fracción de volumen inicial ASTM D4318-10, (2010).

#### 2.1.1.5 Ensayo de la veleta

La veleta es un instrumento de laboratorio utilizado para determinar el parámetro de resistencia al corte no drenado  $C_u$  de un suelo, especialmente en suelos cohesivos o suelos blandos. Este ensayo se realiza con la Norma ASTM D2573, (2015), y cuenta con la ventaja de poder ser aplicado directamente en campo lo cual evita el transporte y una posible alteración de la muestra del suelo como se muestra en el Gráfico 3.



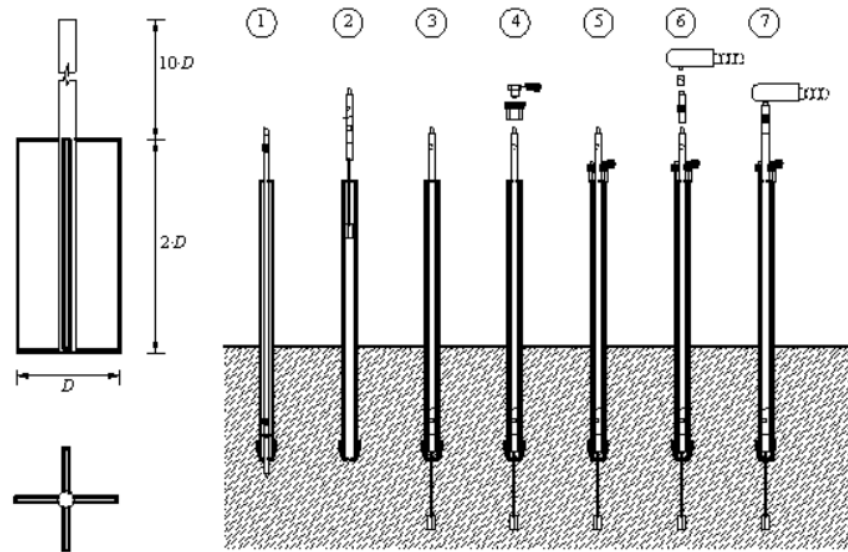


Gráfico 3. Ensamblado de la veleta en campo U.S Navy. (1982)

### 2.1.1.6 Ensayos de consolidación.

El ensayo de consolidación consiste en someter a un esfuerzo de compresión axial a una muestra de suelo inalterada, con la finalidad de conocer el tiempo de consolidación de la muestra y su magnitud.

Para realizar el ensayo de consolidación es necesario conocer diferentes variables como el peso específico en seco (ecuación 2) de la muestra que se analiza, el contenido de humedad y el porcentaje de deformación a diferentes presiones. Donde es necesario realizar varias correlaciones para obtener la relación de vacíos como se evidencia en las ecuaciones (1), (2) y (3).

$$e = wG_s \quad (1)$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \quad (2)$$

$$e = \frac{w\gamma_d}{\gamma_w - w\gamma_d} \quad (3)$$

## 2.2 Ensayos de campo

### 2.2.1 Standard Penetration Test

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) es una prueba dinámica comúnmente empleada en suelos granulares. Consiste en medir el número de golpes necesarios para que un dispositivo de muestreo, conocido como cuchara partida, penetre en el suelo hasta una profundidad de 30 cm, como se puede visualizar en el Gráfico 4. El resultado de este ensayo,

expresado como el número de golpes (N), está estandarizado por la norma ASTM D1586-11, (2011).

El valor del número de golpes N es inversamente proporcional a la energía entregada (Schmertmann, (1988), a partir de ese análisis se obtiene una de las variables más importantes en el ensayo SPT, que es la obtención del  $N_{60}$ , el cual indica que solo el 60% de la energía empleada durante el ensayo es aprovechada por el martillo al momento de realizarse el ensayo. (Bolton Seed et al. ,(1985)

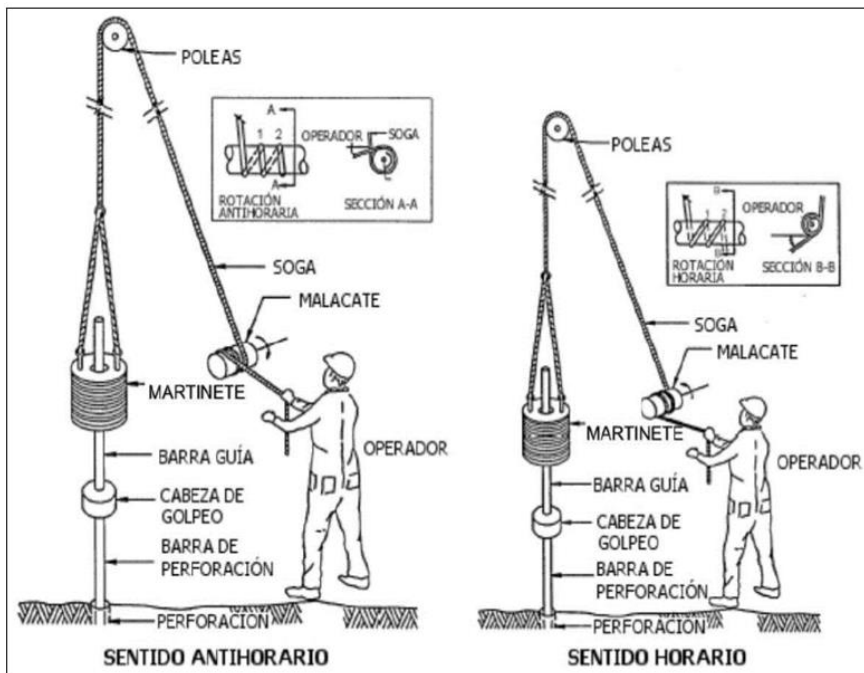


Gráfico 4. Ensayo SPT

Existen varios factores de corrección para la obtención del  $N_{60}$ , los cuales se visualizan en la siguiente ecuación (4).

$$N_{60} = C_B C_R C_E C_S N_m \tag{4}$$

Donde:

$C_B$ = factor de corrección por el diámetro de la perforación realizada, el factor  $C_B$  varia si el diámetro de la perforación esta entre 65 a 115 mm,  $C_B=1$ , si es de 150 mm  $C_B=1.05$ , y si es de 200 mm el valor de  $C_B=1.15$ , acorde a Skempton (1986).

En la Tabla 1 se presenta una categorización cualitativa de la densidad relativa del suelo, así como rangos esperados de resistencia a la compresión no drenada en función de los datos obtenido por el ensayo SPT.

Tabla 1. Pautas para la clasificación de los suelos.

<b>GUIA PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELO</b>		
<b><u>DESCRIPCIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA PARA SUELOS</u></b>		
<b><u>GRANULARES</u></b>		
<b><u>DENSIDAD RELATIVA</u></b>	<b><u>ESTÁNDAR</u></b>	
	<b><u>PENETRATION</u></b>	
	<b><u>RESISTANCE (N-</u></b>	
	<b><u>VALUES)</u></b>	
	<b><u>GOLPES POR</u></b>	
	<b><u>PIE</u></b>	
MUY BAJA	0 – 4	
BAJA	4 – 10	
MEDIA	10 – 30	
DENSA	30 – 50	
MUY DENSA	> 50	
<b><u>DESCRIPCIÓN DE CONSISTENCIA PARA SUELOS DE GRANO FINO</u></b>		
<b><u>(SUELOS COHESIVOS)</u></b>		
<b><u>CONSISTENCIA</u></b>	<b><u>ESTÁNDAR</u></b>	
	<b><u>PENETRATION</u></b>	<b><u>TORVANE OR</u></b>
	<b><u>RESISTANCE</u></b>	<b><u>UNDRAINED</u></b>
	<b><u>(N-VALUES)</u></b>	<b><u>SHEAR</u></b>
	<b><u>BLOWS PER</u></b>	<b><u>STRENGTH, TSF</u></b>
	<b><u>FOOT</u></b>	
MUY SUAVE	0 – 2	< 0.125
SUAVE	2 – 4	0.125 – 0.25
MEDIO RÍGIDA	4 – 8	0.25 – 0.50
RÍGIDA	8 – 15	0.50 – 1.0
MUY RÍGIDA	15 -30	1.0 – 2.0
DURA	> 30	> 2.0
<b>Los limos arenosos que generalmente presentan propiedades de suelos granulares reciben la descripción de su densidad relativa</b>		

### 2.2.1.1 Correlaciones en el ensayo SPT

Con el ensayo SPT se obtiene el número de golpes que se necesitan para penetrar el suelo; este puede servir para obtener otras variables geotécnicas que son claves para analizar las características del suelo.

Una de las variables que se pueden analizar a partir de los resultados de los ensayos SPT es la densidad relativa del suelo ( $D_r\%$ ).

La densidad relativa es determinada especialmente en suelos granulares, o con contenidos de finos menores al 50%.

Idriss & Boulanger (2008b) proponen el cálculo de la densidad relativa empleando únicamente el  $N_{1,60}$  (5). Sin embargo, Meyerhof (1957) (6) propone el cálculo de la densidad empleando el esfuerzo efectivo.

$$D_r\% = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}} \quad (5)$$

$$D_r\% = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \frac{\sigma'_{vo}}{98}}} \quad (6)$$

Tokimatsu & Yoshimi (1983) determina la densidad relativa empleando el número de golpes registrado en los ensayos SPT, el esfuerzo efectivo y el parámetro  $\Delta N_f$ , como se visualiza en la siguiente ecuación (7):

$$D_r\% = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \frac{\sigma'_{vo}}{98}}} + \frac{\Delta N_f}{1.7} \quad (7)$$

El  $\Delta N_f$  empleado en la ecuación (7), se calcula en función del contenido de finos que tenga el suelo, empleando la Tabla 2.

Tabla 2. Valores  $\Delta N_f$  según el  $F_c\%$  correlación Tokimatsu & Yoshimi (1983)

$F_c$ (%)	$\Delta N_f$
0~5	0
5~10	$1.2(F_c - 5)$
10~20	$6 + 0.2(F_c - 10)$
20~	$8 + 0.1(F_c - 20)$

Otras metodologías que se emplean para determinar la densidad relativa son la de Yoshida et al. (1988) (8) y la de Skempton (1986) (9), esta última emplea otras variables adimensionales llamadas a y b.

$$D_r\% = 25N_{60}^{0.46} \sigma'_{vo}^{-0.12} \quad (8)$$

$$\frac{N}{D_r^2} = a + b\sigma'_{vo} \quad (9)$$

Los valores de a y b que se emplean en la ecuación 9, deben utilizarse en concordancia con la Tabla 3.

Tabla 3. Valores a y b para estimación de la densidad relativa Skempton (1986).

<b>A</b>	<b>B</b>
17	17
18	26
27	28
46	26
38	50

Los valores que se adopten de a y b dependerán del contenido de finos del suelo y el número de golpes registrados. De tal manera que para suelos con un contenido de finos mayor al 10% y con  $N_{60}$  de valor 11, se adoptan valores de a=17 y b=17, mientras que para suelos con un contenido de finos menor al 5% se pueden usar las otras correlaciones.

Otra variable que se puede estimar a partir de los resultados de los ensayos SPT es el ángulo de fricción del suelo, esta variable también está sujeta a ser calculada en suelos granulares. Para ello, se emplean las ecuaciones 10 y 11, empleando las metodologías propuestas por Kullhawy & Mayne (1990<sup>a</sup>) y Wolf (1989) respectivamente.

$$\varphi = \text{atan} \left( \frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right)^{0.34}} \right) \quad (10)$$

$$\varphi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^2 \quad (11)$$

Existen otros parámetros geotécnicos que son determinados a través de correlaciones que involucren los resultados de los ensayos SPT y otros ensayos de laboratorio. Uno de estos parámetros es el coeficiente de presión lateral del suelo, para lo cual se emplea la fórmula de Jaky (1944) que se puede visualizar en la ecuación 12.

$$k_o = 1 - \text{seno}(\varphi) \quad (12)$$

La resistencia al corte no drenado es otro parámetro que puede ser estimado a partir de correlaciones con los ensayos SPT, una de las más usadas es la Stroud (1989), que toma en cuenta otras variables como los límites de Attemberg. Además del valor  $N_{60}$ , como se puede evidenciar en la ecuación 13.

$$C_u (kpa) = f_1 N_{60} \quad (13)$$

Para obtener el  $f_1$ , es necesario emplear el Gráfico 5, donde en función del índice de plasticidad y la tendencia de los muestreos se obtiene este valor.

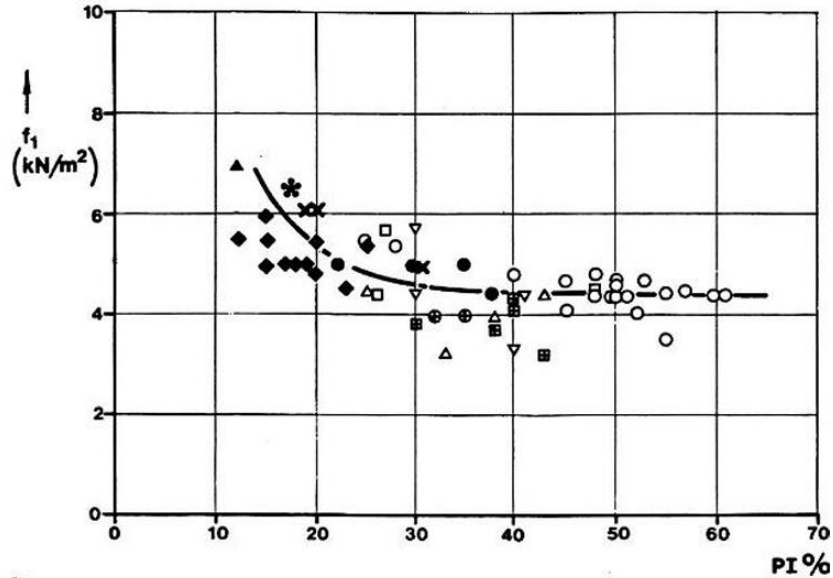


Gráfico 5. Variación del  $f_1 = \frac{c_u}{N}$  con el índice de plasticidad, grafico Stroud and Butler (1975).

Finalmente, el índice de sobre consolidación, también es estimada a través de la ecuación 14 de Mayne & Kemper (1988), quien introdujo dos variables para calcular el OCR.

$$OCR = 0.193 \left( \frac{N_{60}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.689} \text{ o } OCR = 0.05 \frac{N_{60}}{\sigma'_{v0}} \quad (14)$$

La velocidad de corte, también conocida como parámetro  $V_s$  puede estimarse utilizando diferentes correlaciones a partir de los datos obtenidos con el ensayo SPT. Por lo tanto, se optó por emplear las ecuaciones propuestas por Wair et al. (2012) (15), Imai & Yoshimura (1970) (16), Kalteziotis et al. (1992) (17), Ohsaki & Iwasaki (1973) (18), Iyisan (1996) (19), Jinan (1987) (20), y Dikmen (2009) (21).

$$V_s = 26 \cdot N_{60}^{0.215} \cdot \sigma'_{v0}^{0.275} \quad (15)$$

$$V_s = 76 \cdot N_{SPT}^{0.33} \quad (16)$$

$$V_s = 76.2 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.24} \quad (17)$$

$$V_s = 81.4 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.39} \quad (18)$$

$$V_s = 51.5 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.516} \quad (19)$$

$$V_s = 116.10 \cdot (N_{\text{SPT}} + 0.32)^{0.202} \quad (20)$$

$$V_s = 58 \cdot N_{\text{SPT}}^{0.39} \quad (21)$$

### 2.2.2 Ensayo *in situ* CPT-SCPT

El Ensayo de Penetración de Cono (CPT) y el Ensayo de Penetración de Cono Sísmico (SCPT), son técnicas de campo para medir variables geotécnicas.

Tanto en el ensayo CPT, como en el SPT un cono de acero es empujado verticalmente penetrando el suelo con una velocidad constante. El mecanismo para realizar los ensayos CPT tiene en su interior un dispositivo que determina la fuerza necesaria para incrustar el cono en suelo. El mismo mecanismo es capaz de medir la fuerza que es ejercida en las mangas del cono, valor que usualmente suele ser relacionado con el esfuerzo de corte no drenado.

La fuerza total que está actuando en el cono ( $Q_c$ ), es dividida para el área que proyecta el cono ( $A_c$ ), obteniendo la resistencia del cono  $q_c$ . Mientras que la fuerza que esta actuando en la manga de fricción del cono ( $F_s$ ), es dividida para el área que proyecta la manga de fricción del cono ( $A_s$ ), obteniendo la resistencia de la manga o  $f_s$ . Adicionalmente existe un medidor de presión de poros ( $u_2$ ) (Veen & Hannah, 2015), como se visualizan en el Gráfico 6 y 7

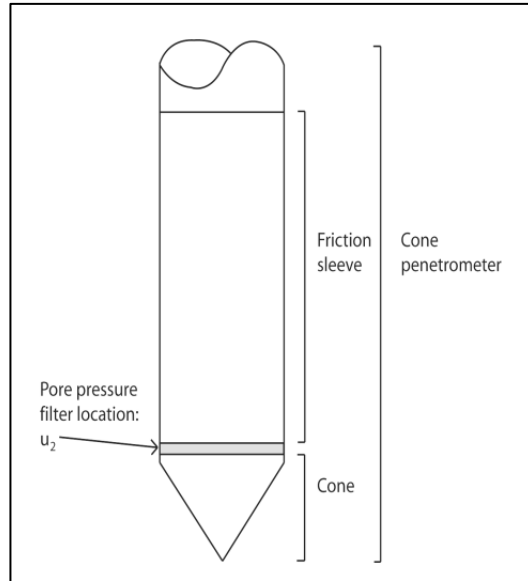


Gráfico 6. Diagrama básico del cono penetrómetro, demostrando la ubicación de la presión de poros  $u_2$ .

La velocidad del ensayo del ensayo CPT es de 2 cm/s, tomando lecturas cada 200 mm u 8 pulgadas. La presencia de presión de poros normalmente disminuye el valor de la resistencia del cono, por lo que, la resistencia del cono corregida  $q_t$  es calculada de acuerdo con la ecuación 22.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (22)$$

Donde  $a$  es la relación del área neta que oscila entre 0.70 a 0.85 determinada en laboratorio. En caso de suelos arenosos  $q_t = q_c$

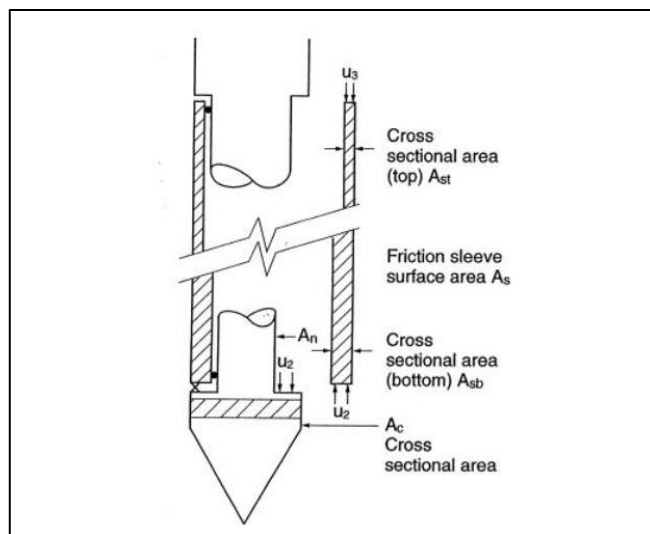


Gráfico 7. Área final desigual en el cono y el mango de fricción



También es necesario realizar una corrección al parámetro  $f_s$  (manga de fricción), para lo cual se emplea la ecuación 23.

$$f_t = f_s - (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s \quad (23)$$

Donde:

$f_s$  = Medición de la manga de fricción

$u_2$  = presión de agua en la base de la manga de fricción

$u_3$  = presión de agua en la cabeza de la manga de fricción

$A_s$  = superficie de la manga de fricción

$A_{sb}$  = sección transversal de la base del área de la base de la manga

$A_{st}$  = sección transversal de la cabeza del área de la base de la manga

En la Tabla 4, se puede visualizar una clasificación del suelo donde se realiza una caracterización con el coeficiente de fricción del suelo, la manga de fricción y correlaciones cuantitativas de su densidad relativa.

### 2.2.2.1 Correlaciones SCPT y CPT

Los ensayos CPT y SCPT estiman como datos los parámetros  $q_t$  y  $f_t$ . Ambos parámetros se emplean para determinar variables como el  $q_c$  y  $f_s$ .

Una de las principales variables que se determinan a partir de los parámetros iniciales es el índice del comportamiento de suelo  $I_c$ , el cual según Robertson & Wride (1998) se lo calcula de acuerdo con la ecuación 24, en concordancia con el Gráfico 8 que muestra el comportamiento del suelo en función del  $Q_t$  (25) y  $F$  (26).

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (\log F + 1.22)^2]^{0.5} \quad (24)$$

Donde:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (25)$$

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right) 100\% \quad (26)$$

El valor de n varia de 0.5 para arenas a 1 para arcillas

Tabla 4. Sistema unificado de clasificación de suelos.

<b><u>Clasificación de Suelos Basado en el CPT</u></b>				
	<b><u>Coefficiente de Fricción</u></b>	<b><u>Clasificación del suelo</u></b>		
	0 a 2	Arena limpia o arena ligeramente limosa		
	2 a 5	Arena limosa, arena arcillosa o limo		
	>5	Limo arcilloso, arcilla limosa o arcilla		
<b><u>SUELOS COHESIVOS</u></b>				
	<b><u>Manga de fricción, tsf</u></b>	<b><u>Consistencia Relativa</u></b>		
	< 0.12	Muy Suave		
	0.12 a 0.25	Suave		
	0.25 a 0.50	Rigidez Media		
	0.50 a 1.00	Rígida		
	1.00 a 2.00	Muy Rígida		
	> 2.00	Dura		
<b><u>SUELOS COHESIONABLES</u></b>				
	<b><u>Tipo de Suelo</u></b>			
	<b>ML, SM</b>	<b>SM, SP, SW</b>	<b>SP, SW, GW</b>	<b>SW, GP</b>
<b><u>Densidad Relativa</u></b>	<b><u>Resistencia a la Penetración del Cono, tsf</u></b>			
Muy Baja	0-8	0-14	0-20	0-24
Baja	20-Aug	14-35	20-50	24-60
Densidad Media	20-60	35-105	50-150	60-180
Denso	60-100	105-175	150-250	180-300
Muy Denso	>100	>175	>250	>300

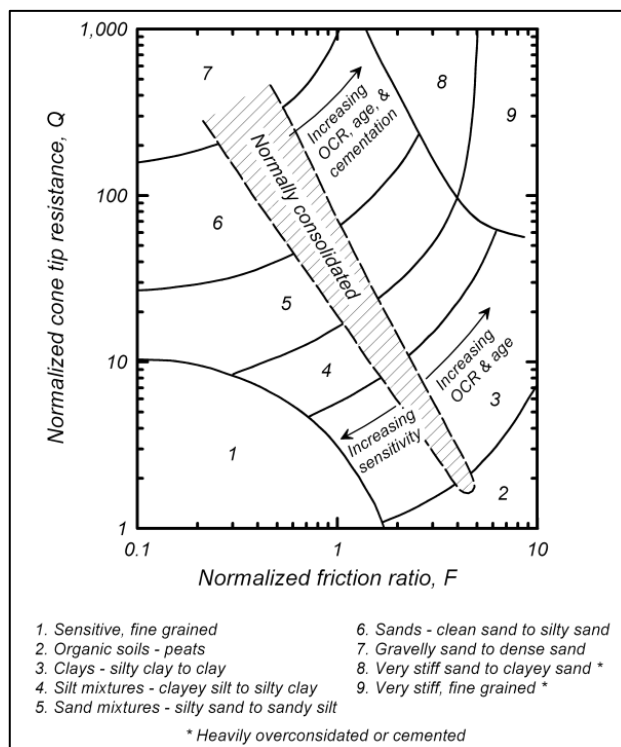


Gráfico 8. Tipo de comportamiento del suelo CPT normalizado (SBTn),  $Q_t - F$  (Robertson (1990), actualizado por Robertson (2010))

El contenido de finos es un subproducto del índice de comportamiento del suelo  $I_c$  y se obtiene a partir de las correlaciones y rangos establecidos según Robertson & Wride (1998).

Donde:

$$I_c > 1.26 = \%FC = 0\% \quad (27)$$

$$1.26 < I_c < 3.5; \%FC = 1.75I_c^{3.25} - 3.7 \quad (28)$$

$$I_c > 3.5; \%FC = 100\% \quad (29)$$

El peso específico es obtenido a través de una correlación propuesta por Robertson (2010), presentada en la ecuación 30, donde se relacionan el  $q_t$ , el  $P_a$  que es la presión atmosférica y el  $R_f$ .

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27(\log R_f) + 0.36 \left( \log \frac{q_t}{P_a} \right) + 1.236 \quad (30)$$

Donde  $R_f$  (31) es una relación de fricción que se obtiene a partir del Gráfico 9, y por medio de la siguiente ecuación:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100\% \quad (31)$$

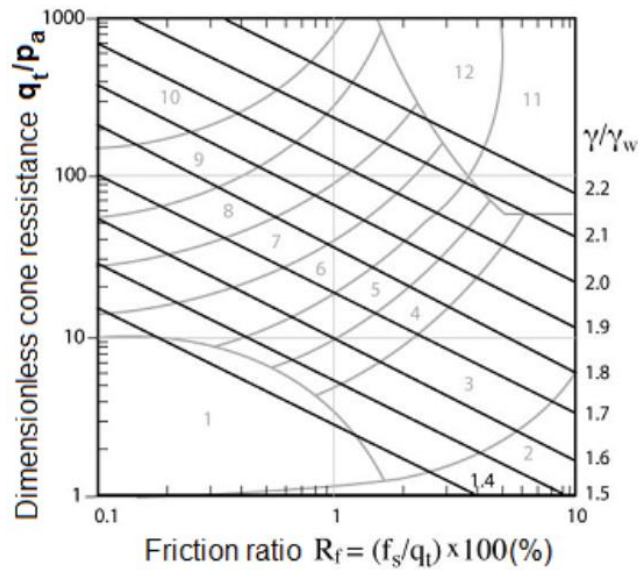


Gráfico 9. Peso unitario del suelo adimensional,  $\frac{\gamma}{\gamma_w}$  basado en el ensayo CPT.

La densidad relativa es un parámetro crucial en la caracterización de suelos debido a su importancia en varias correlaciones disponibles para su estimación. Para el cálculo de la densidad relativa en el ensayo CPT se adopta la correlación propuesta por Mayne (2009), la cual se presenta en la ecuación 32.

$$D_r \% = 100 \sqrt{\left(\frac{Q_{tn}}{350}\right)} \quad (32)$$

Para el ángulo de fricción se emplea la correlación de Kulhawy & Mayne (1990<sup>a</sup>), señalada en la ecuación 33.

$$\varphi' = 17.6 + 11 \log Q_{tn} \quad (33)$$

La resistencia al corte no drenado se obtiene a través de la correlación propuesta por J. J. M. Powell & Lunne (2005) presentada en la ecuación 34, donde  $N_{kt}$  es 14, valor seleccionado como referencial al corresponder a un promedio de estudios geotécnicos históricos.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (34)$$

Para el OCR, su cálculo se determina a través de la ecuación 35, empleando la correlación de Kulhawy & Mayne (1990b).

$$OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (35)$$

Con la obtención del OCR se puede obtener el coeficiente de empuje en reposo, a través de la ecuación 36.

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{1 - \sin \varphi} \quad (36)$$

Finalmente, el parámetro de estado se obtiene a partir del  $Q_{tncs}$  empleando la ecuación propuesta por Robertson (2010), que corresponde al parámetro de resistencia al cono normalizado para arenas limpias, este parámetro se obtiene mediante la ecuación 37.

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tncs} \quad (37)$$

Donde:

$$Q_{tncs} = k_c Q_{tn} \quad (38)$$

$$k_c = 6 \times 10^{-7} I_c^{16.76} \quad (39)$$

$$Q_{tn} = Q \quad (40)$$

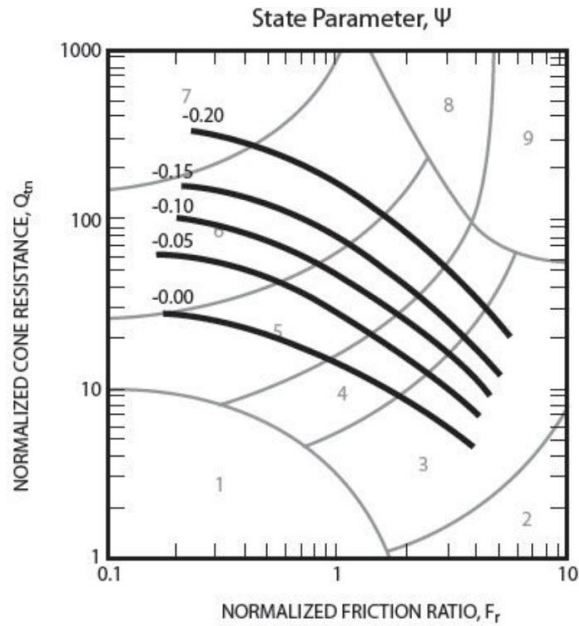


Gráfico 10. Intervalos de un parámetro estimado,  $\psi$  (líneas finas), en Gráfico SBTn  $Q_{tn} - F_r$  normalizado para suelos del Holoceno no cementados Robertson (2009)

Otra manera de determinar el parámetro de estado es por medio del ábaco presentado en el Grafico 10.

El SCPT es una técnica que combina el ensayo de penetración de cono estándar con la medición de la velocidad de onda de corte del suelo.

Es posible evaluar la velocidad de corte mediante correlaciones que consideran factores como  $q_t$  e  $I_c$ , se emplearon las ecuaciones propuestas por Robertson (2012) (41) (42), Hegazy et al. (1996) (43), Simonini & Cola (2000) (44), Andrus et al. (2007) (45), Madiai & Simonini (2004) (46), Bouckovalas et al. (1989) (47), y Vera-Grunauer (2014) (48) (49) (50).

$$V_s = ((\alpha_{vs} \cdot (q_t - \sigma'_{v0})) / p_a)^{0.5} \quad (41)$$

Donde:

$$\alpha_{vs} = 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68} \quad (42)$$

$$V_s = [10.1 \log(q_t) - 11.4]^{1.67} \left[ \frac{f_s}{q_t} \times 100 \right] \quad (43)$$

$$G_0 = 49.2 \cdot q_c^{0.51} \quad (44)$$

$$V_s = 2.27 \cdot q_t^{0.412} \cdot I_c^{0.989} Z^{0.033} \cdot ASF; ASF = 1.00 \quad (45)$$

$$V_s = 140 \cdot q_c^{0.30} \cdot f_s^{-0.13} \quad (46)$$

$$G_0 = 28.0 \cdot q_c^{1.40} \quad (47)$$

$$V_s = \sqrt{\eta \cdot q_c e^\alpha} \quad (48)$$

$$\alpha = [(3N_{kc} - 4) / 4] - [1 / (2\beta)] \quad (49)$$

$$\eta = 3g / [2N_{kc} \cdot \gamma_s \cdot (1+\nu)] \quad (50)$$

El valor de  $N_{kc}$  se toma en función del promedio Vera-Grunauer (2014), descrita por medio de la Tabla 5.

Tabla 5. Valores estimados por el  $N_{kc}$  basados en el proceso de calibración.

Zona Geotécnica	Min. Nkc	Prom. Nkc	Max. Nkc	B
D1.	10	11	12	0.3
D2.	12	13	14	0.25
D3.	11	12	13	0.22
D4.	10	11	12	0.26

### 2.2.3

#### *situ* DMT.

#### **Ensayo *in situ***

El ensayo de dilatómetro plano, introducido por Marchetti entre 1975 y 1980, ha adquirido una amplia aceptación como una herramienta *in situ* altamente valiosa. Su relevancia radica en la importancia de los ensayos *in situ* en la investigación geotécnica, dada su rapidez y conveniencia para las evaluaciones generales de los estratos del subsuelo según Marchetti et al. (2013). Por otro lado, es importante destacar que el ensayo DMT ha sido estandarizado por la ASTM (2001) y el Eurocódigo (1997).

El ensayo del dilatómetro plano destaca como uno de los procedimientos más simples y reproducibles dentro del ámbito de los ensayos *in situ*. Al aplicar una carga lateral, el ensayo DMT proporciona datos precisos sobre la rigidez del suelo. Esto no solo facilita la medición de

las características de falla, sino que también ofrece información única sobre la resistencia del suelo.

### 2.2.3.1 Correlaciones DMT

El ensayo del Dilatómetro (DMT) proporciona lecturas de tres parámetros en el campo:  $P_0$ ,  $P_1$  y  $P_2$ . Estos parámetros se utilizan, según correlaciones establecidas por Marchetti (1980), para derivar valores intermedios significativos. Dichas correlaciones arrojan parámetros clave, como el índice del material ( $I_d$ ) (51), el índice de esfuerzo horizontal ( $K_d$ ) (52), el módulo de deformación del dilatómetro ( $E_d$ ) (53) y el índice de presión de poros ( $U_d$ ) (54).

$$I_d = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - U_0)} \quad (51)$$

La definición del parámetro del índice de material surge de la aproximación sistemática entre los perfiles  $P_0$  y  $P_1$  en arcillas, así como en arenas. Este parámetro revela las propiedades del suelo en términos de su respuesta a las deformaciones, ofreciendo valores fundamentales sobre su compresibilidad y resistencia.

De acuerdo con Marchetti (1980) la caracterización del suelo se puede clasificar mediante los siguientes rangos:

$$0.1 < I_d < 0.6 \text{ para arcillas}$$

$$0.6 < I_d < 1.8 \text{ para limos}$$

$$1.8 < I_d < 10 \text{ para arenas}$$

$$K_d = \frac{(P_0 - U_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (52)$$

$$E_d = 34.7 (P_1 - P_0) \quad (53)$$

El módulo del dilatómetro  $E_d$  se define como la relación entre el incremento de presión aplicado al suelo y la deformación axial resultante, dentro del rango elástico del material.

En otras palabras, representa la respuesta del suelo a la aplicación de cargas y su capacidad para recuperar su forma original una vez retiradas estas cargas.

$$U_d = P_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (54)$$



El índice de presión de poros indica la relación entre la presión de poros y la presión total del suelo, proporcionando una perspectiva sobre la compresibilidad y consolidación del material.

El Índice de presión de poros emerge como una herramienta esencial en el diseño geotécnico y en la evaluación de la respuesta del suelo frente a diversas cargas y condiciones de deformación.

### 2.2.3.2 Derivación de los parámetros geotécnicos.

La obtención de parámetros geotécnicos mediante el ensayo *in situ* del dilatómetro constituye un pilar fundamental en la evaluación de las propiedades del suelo en condiciones reales. Este método ofrece una vía adicional para analizar directamente las características del suelo, lo que posibilita la derivación de parámetros geotécnicos clave.

#### 2.2.3.2.1 Índice del material $I_d$ :

Mediante la utilización de parámetros intermedios como el Índice del Material  $I_d$  y el Módulo del Dilatómetro  $E_d$ , tenemos la capacidad de realizar estimaciones del peso específico del suelo ( $\gamma$ ) y proporcionar una caracterización detallada del mismo. Este enfoque de estudio fue elaborado por Marchetti & Crapps (1981), como se ilustra en el gráfico 11.

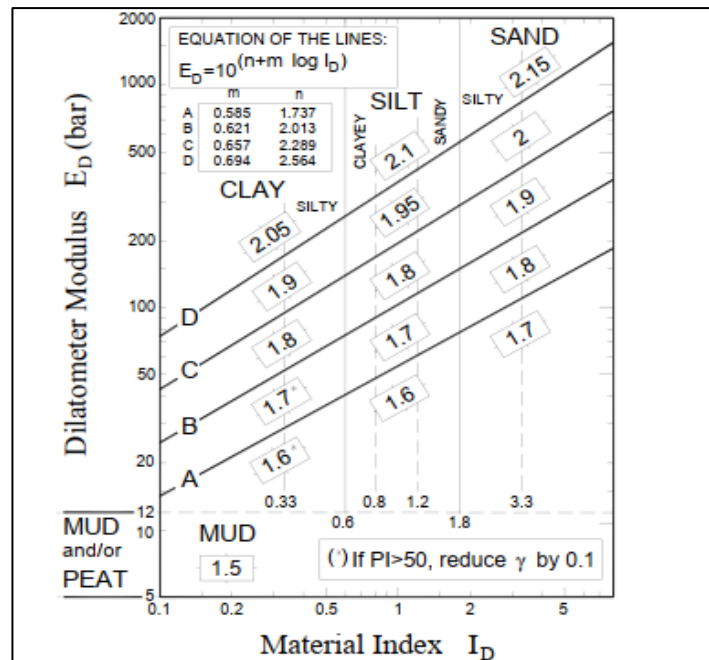


Gráfico 11. Caracterización del suelo, por medio del módulo del dilatómetro y el índice  $I_d$ .

### 2.2.3.2.2 Índice de sobreconsolidación, OCR.

El OCR (índice de sobreconsolidación) es un parámetro geotécnico esencial que describe la relación entre la presión de consolidación actual y la presión de consolidación máxima que el suelo ha experimentado previamente.

Este índice proporciona información crucial sobre el historial de esfuerzos del suelo, lo que ofrece una comprensión valiosa de su comportamiento y su estado de consolidación.

La correlación entre el OCR y el  $K_d$  fue propuesta por Marchetti (1980) debido a la similitud encontrada entre los perfiles de ambos parámetros. La fórmula resultante de esta correlación se expresa en la ecuación 55.

$$OCR_{DMT} = (0.5 * k_D)^{1.56} \quad (55)$$

### 2.2.3.2.3 Coeficiente de presión lateral del suelo in situ $K_0$ .

$K_0$  en arcillas (arcillas no cementadas): La correlación para estimar el  $K_0$  fue originalmente introducida por Marchetti (1980), la cual se visualiza en la ecuación 56.

$$K_0 = \left(\frac{K_d}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \quad (56)$$

El coeficiente de presión del suelo  $K_0$ , desempeña un papel crucial en la comprensión del comportamiento de los suelos, particularmente en el caso de suelos arcillosos. Sin embargo, su relevancia no es tan evidente en suelos arenosos.

El coeficiente de presión del suelo  $K_0$  representa la presión lateral del suelo contra estructuras de retención o muros de excavación. Es un parámetro fundamental en el diseño de estructuras geotécnicas como estructuras y cimentaciones, donde se necesitan predicciones precisas del comportamiento del suelo.

Baldi et al., (1986) estipuló unas fórmulas algebraicas basadas en incorporar la mayoría de los estudios dando como resultado las ecuaciones 57 – 58:

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_d - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (57)$$

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_d - 0.0046 \frac{Q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (58)$$

La ecuación 57 es determinada para una mejor incorporación de datos desde una muestra de arena artificial.

La ecuación 58 está determinada para obtener una predicción más correcta del  $K_0$  para arenas naturales de río, modificando ligeramente el último coeficiente.

#### 2.2.3.2.4 $D_r$ Densidad relativa en arenas.

La correlación recomendada para arenas no cementadas se fundamenta en el trabajo de Reyna & Chameau (1991), respaldado por estudios y datos sobre la correlación  $K_d - D_r$  realizados por Tanaka & Tanaka (1998) en los sitios de Ohgishima y Kemiwaga (Gráfico 12). Esta correlación establece una relación entre  $D_r$  y  $K_d$ . Sin embargo, existen dificultades para determinar este parámetro en arenas cementadas y consolidadas debido a la presencia de sobreconsolidación y cementación en el  $K_d$ .

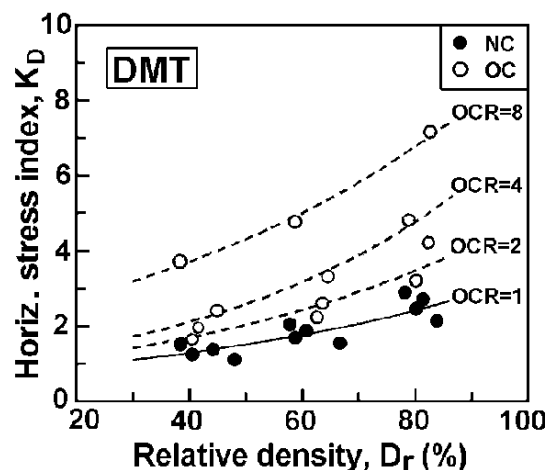


Gráfico 12. Correlación  $K_d - D_r$  para arenas no cementadas Reyna & Chameau (1991), también incluyendo información (puntos) Ohgishima and Kemiwaga por Tanaka & Tanaka (1998).

#### 2.2.3.2.5 Resistencia al corte no drenaje. $C_u$

El  $C_u$  es un parámetro que se emplea para comprender cómo un suelo se comporta cuando se compacta o se desliza.

La ecuación 59 cuenta con diversos aportes que evidencian semejanza entre los análisis determinados por Marchetti (1980), Lacasse & Lunne (1988) y J. J. M. , & U. I. M. Powell (1988).

$$C_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5 * K_d)^{1.25} \quad (59)$$

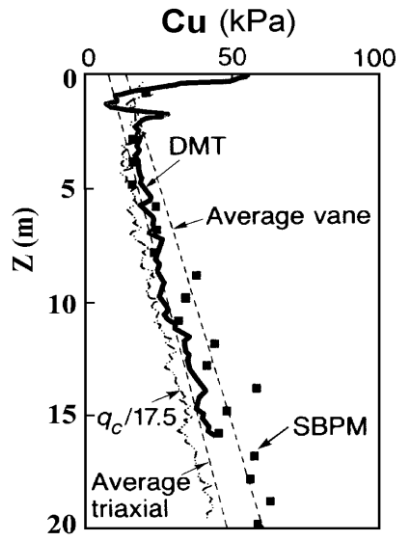


Gráfico 13. Comparativa entre  $C_u$  determinado por el DMT y por otros ensayos in situ en el sitio Nacional de investigación de Bothkennar en UK. Nash et al. (1992).

### 2.2.3.2.6 Ángulo de fricción. $\phi$ (sand).

El ángulo de fricción se describe como la resistencia al deslizamiento entre las partículas del suelo (suelo granular) y resulta fundamental para la comprensión de la estabilidad y la resistencia en el ámbito geotécnico.

### 2.2.3.2.7 Módulo del DMT. $M$

El módulo  $M$  o también conocido como  $M_{DMT}$  está determinado por el ensayo del Dilatómetro y es un módulo definido por la tangente del esfuerzo efectivo confinado y drenado verticalmente y es el mismo módulo el cual también es obtenido por la prueba del edómetro

$$\text{llamado } E_{oed} = \frac{1}{m_v}.$$

El módulo  $M$  del DMT se obtiene aplicando la corrección del factor  $R_m$  al módulo  $E_d$  como se expresa en la ecuación 60.

$$M_{DMT} = R_m * E_d \quad (60)$$

El factor  $R_m$  varía en los 3 rangos acorde al tipo de material mostrados en la siguiente expresión:

$$\text{si } I_d < 0.6 \text{ entonces } R_m = 0.14 + 2.36 \log K_d$$

$$\text{si } I_d \geq 3 \text{ entonces } R_m = 0.5 + 2 \log K_d$$

$$\text{si } 0.6 < I_d < 3 \text{ entonces } R_m = R_{m,0} + (2.5 - R_{m,0}) \log K_d \text{ con } R_{m,0} = 0.14 + 0.15 (I_d - 0.6)$$

si  $K_d > 10$  entonces  $R_m = 0.32 + 2.18 \log K_d$

Y si  $R_m < 0.85$  entonces el factor establecido es  $R_m = 0.85$

### 2.2.3.2.8 Módulo de corte Máximo. $G_0$

A pesar de no contar con una corrección definida en el artículo de Marchetti (1980), se han propuesto varias correlaciones para estimar el módulo  $G_0$ .

Uno de los investigadores, Tanaka & Tanaka (1998), descubrió que en ciertos depósitos de arcillas normalmente consolidadas (NC), donde  $K_d = 2 \frac{G_0}{E_d} \approx 7.5$ , observó que a medida que  $K_d$  aumentaba, el parámetro  $\frac{G_0}{E_d}$  disminuía, incluso en varios depósitos de arenas.

Otros estudios, como los de Campanella et al. (1989) y Baldi et al. (1989), muestran un comportamiento similar al mencionado anteriormente.

### 2.2.3.2.9 Coeficiente de consolidación. $C_h$

Este coeficiente está afectado por una prueba de disipación, consiste en parar a cierta profundidad la cuchilla del DMT para monitorear la caída de presión de contacto  $\sigma_h$  en función del tiempo (61).

$$C_{hDMTA} = 7cm^2 / T_{flex} \quad (61)$$

En donde  $T_{flex}$  proviene de la curva A-logaritmo de tiempo del DMT-A (ver gráfico 14)

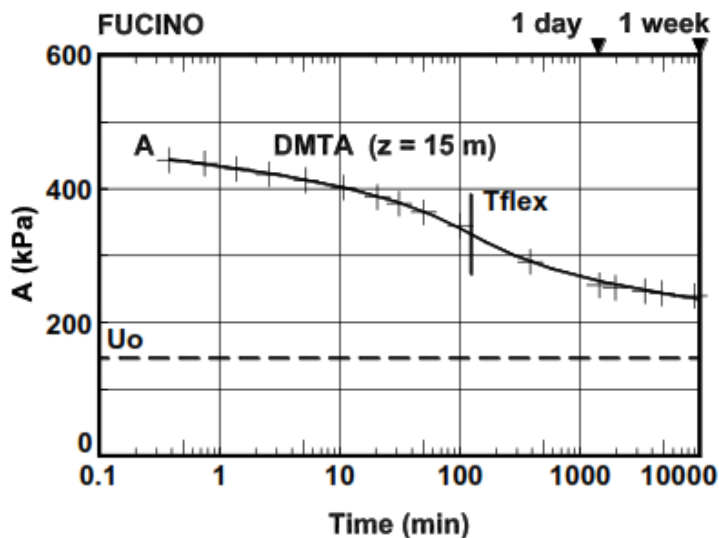


Gráfico 14. Ejemplo de la curva de decaimiento DMT-A.

#### 2.2.3.2.10 Coeficiente de permeabilidad. $K_h$

Schmertmann (1988) propone un procedimiento derivado del coeficiente  $C_h$ , el cual se presenta en la ecuación 62.

$$K_h = \frac{C_h \gamma_w}{M_h} \quad (62)$$

En donde  $M_h = K_0 M_{dmt}$  para un módulo M proporcional al esfuerzo efectivo en la dirección deseada.

#### 2.2.3.2.11 Parámetro de estado. $\xi$

El parámetro de estado en el ensayo del Dilatómetro para arenas es aquel determinado por el modelo unificado de parámetro de estado CASM (análisis de elementos finitos) propuesto por Yu, (1998), el cual nos permite modelar el comportamiento de las arenas, sin embargo, hay estudios previos el cual este método de CASM también sirve en arcillas no drenadas. CASM usa el módulo de corte presión dependiente.

Alternativamente, el ensayo de parámetro de estado en sitio puede ser estimado desde el normalizado índice horizontal del dilatómetro, fórmula presentada en la ecuación 63.

$$\xi = -0.002 \left( \frac{K_d}{K_0} \right)^2 + 0.015 \left( \frac{K_d}{K_0} \right) + 0.0026 \quad (63)$$

#### 2.2.3.2.12 Velocidad de corte $V_s$ .

La Velocidad de Corte ( $V_s$ ) es un parámetro esencial para comprender la respuesta dinámica de los suelos y se utiliza en el análisis de la respuesta sísmica de los estratos de suelo.

La obtención de la  $V_s$  en el SDMT se basa en la medición de la velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo. Durante el ensayo, se registran datos sísmicos de alta frecuencia a medida que el SDMT penetra en el suelo. Estos datos capturan las ondas de corte generadas en el suelo como respuesta a la carga aplicada por la cuchilla plana del DMT.

El ensayo *in situ* del dilatómetro es una herramienta imprescindible para estimar el módulo de deformación cortante ( $G_o$ ).

Este parámetro crítico guarda una estrecha relación con el índice del material ( $I_d$ ), el índice de esfuerzo horizontal ( $K_d$ ) y el módulo del dilatómetro (M). Dichas interacciones se detallan minuciosamente en la ecuación 64.

$$V_S = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (64)$$

En el cual  $\rho$  significa densidad. Para estimar el valor del  $G_0$  se emplea la Tabla 6.

Tabla 6. Estimación de la correlación  $G_0$  en función del tipo de suelo.

Soil type	$G_0$ correlation
Silts: $0.6 < I_D < 1.8$	$G_0 = M \cdot 15.686 \cdot K_D^{-0.921}$
Clays: $I_D < 0.6$	$G_0 = M \cdot 26.177 \cdot K_D^{-1.0066}$
Sands: $I_D > 1.8$	$G_0 = M \cdot 4.5613 \cdot K_D^{-0.7967}$

### 2.3 Licuefacción

La licuefacción en suelos es un fenómeno que ocurre principalmente en arenas poco densas, incluyendo arenas sueltas y suelos que contienen limos y arenas mal graduadas. Este fenómeno es desencadenado por las vibraciones sísmicas, como las generadas por un terremoto. Durante un terremoto, el suelo experimenta un esfuerzo cortante que genera una presión de poros, reduciendo el esfuerzo efectivo y provocando que el suelo se vuelva licuable. Como resultado, se pueden observar afectaciones comunes en cimentaciones y taludes. La licuefacción es un fenómeno físico donde la resistencia global del suelo se reduce hasta el punto de que no es capaz de soportar estructuras o permanecer estable.

Para el análisis de licuefacción tanto de los ensayos SPT como de los SCPT, CPT y DMT se utilizaron las metodologías de Idriss & Boulanger (2008), y Boulanger & Idriss (2014), siendo estas las más aceptadas por la comunidad científica.

La clave en el análisis del fenómeno de licuefacción es la presión de poros. Si no existe un cambio en la presión de poros no existe una variación en la presión efectiva y por lo tanto no puede existir licuefacción de ningún tipo.

La licuefacción se produce cuando en efecto de una carga súbita (sismo) o en condiciones de suelos drenados se genera el incremento de presiones intersticiales o de poros que reducen la tensión efectiva del suelo, reduciendo la tensión de corte en final del suelo en estado licuado. Esto produce que las tensiones de cortante superen la resistencia al corte de suelo en su estado licuado, rompiendo así el equilibrio.

Dicho de otra manera, se produce licuefacción de flujo cuando el equilibrio estático se rompe debido a un exceso en la tensión de corte, que supera la tensión residual.

Se analiza el ensayo *in situ* del dilatómetro utilizando el procedimiento simplificado presentado por Seed & Idriss (1971).

Este enfoque implica la comparación de dos parámetros clave: el CSR (Cyclic Stress Ratio), también conocido como la relación de tensión cíclica, que refleja la demanda sísmica inducida en el suelo durante un terremoto; y el CRR (Cyclic Resistance Ratio), que representa la capacidad del suelo para resistir la licuefacción. Es decir, si el CSR supera al CRR, se esperar la ocurrencia de licuefacción.

Un incremento en la densidad del suelo resulta en un incremento del CRR, mientras que un aumento en la tensión de confinamiento resulta en una disminución en la resistencia cíclica.

Para evaluar la susceptibilidad de licuefacción de un determinado suelo se utiliza el factor de seguridad, que se define como la relación entre el valor de CRR y CSR.

En otros términos, el factor de seguridad es la relación entre la resistencia del suelo disponible y la tensión que provocaría licuefacción, como se puede ver reflejado en la ecuación 65.

$$FS_{LIQ} = \frac{CRR}{CSR} \quad (65)$$

Cuanto menor sea la magnitud del factor de seguridad mayor será la susceptibilidad a licuefacción de un suelo.

Existen diversos métodos para evaluar la susceptibilidad de licuefacción de suelos, entre ellos se tiene métodos *in situ*, de laboratorio y analíticos.

En el presente estudio se pone énfasis en los métodos *in situ*, los cuales fueron los empleados para analizar la zona de estudio, los cuales fueron **SPT, CPT y DMT**.

Tanto en el SPT como en el CPT, el CSR es determinado de la misma manera, donde los suelos con un contenido de finos superior al 35% tienden a tener una mayor susceptibilidad a la licuefacción.

El CSR se calcula con la correlación de varios parámetros como se puede evidenciar en la ecuación 66.

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} = 0.65 \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times \frac{a_{max}}{g} \times r_d \quad (66)$$



Donde

$\tau_{max}$ : Máxima tensión de corte

$\sigma'_v$ : Esfuerzo efectivo vertical

$\sigma_v$ : Esfuerzo total vertical

$a_{max}$ : Aceleración horizontal máxima a nivel del terreno

$r_d$ : Factor de reducción que considera la respuesta dinámica

El parámetro  $r_d$  tiende a ser función de la profundidad donde se está realizando el análisis, como se evidencia en la ecuación 67. El parámetro fue propuesto por Idriss (1999), como una ampliación de los trabajos realizados por Golesorkhi (1989).

$$r_d = e^{a(z)+\beta(z)M} \quad (67)$$

Donde:

$$a(z) = -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad (68)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad (69)$$

Donde  $z$  es la profundidad donde se está realizando el análisis en metros, y  $M$  la magnitud momento más alta registrada en la zona de estudio, como se puede visualizar en el Gráfico 15.

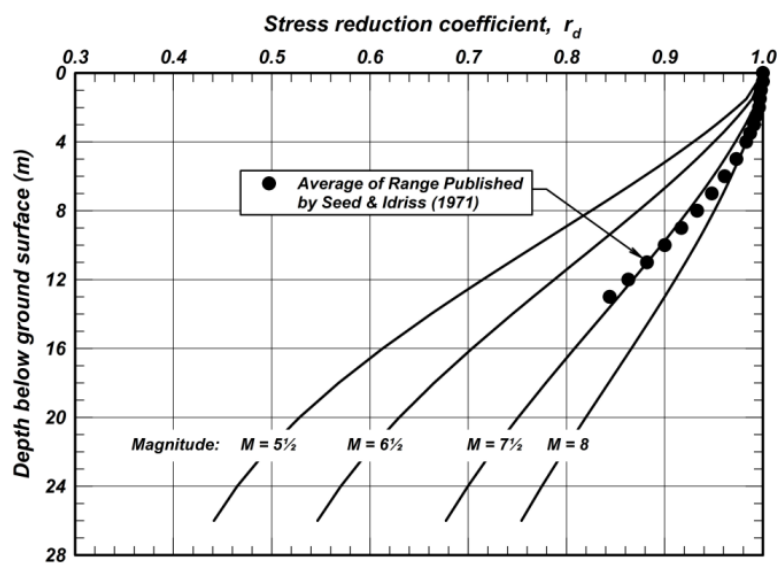


Gráfico 15. Relación de factor de reducción del esfuerzo cortante  $r_d$ .

El CSR tiende normalizarse para efectos de cálculo, de tal manera que se aplican factores de corrección como magnitud momento igual a 7.5 y una presión atmosférica de valor 1 atm, resultando en la ecuación 70 tanto para el SCPT como la ecuación 71 para el DMT.

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = CSR_{M, \sigma'_v} \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \text{ para el SCPT, SPT y CPT} \tag{70}$$

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF} \text{ para el DMT} \tag{71}$$

Donde MSF, es un factor que escala la magnitud momento de un evento sísmico y  $K_\sigma$  es un factor de corrección de sobrecarga, de acuerdo con la ecuación 72, y en concordancia con el gráfico 16.

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \tag{72}$$

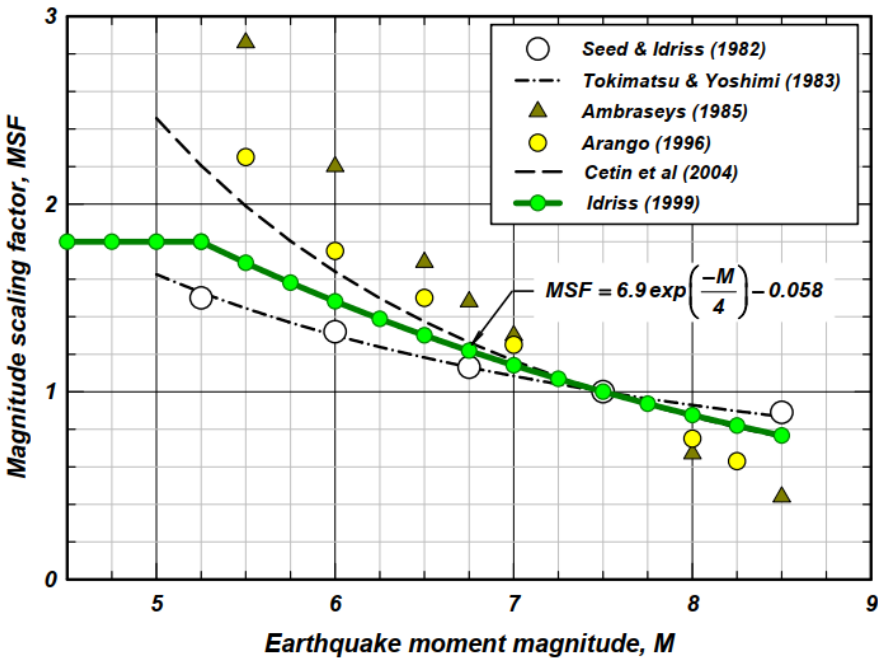


Gráfico 16. Relación del factor de escala de magnitud (MSF)

Existen diversas adaptaciones del MSF con el propósito de reducir las incertidumbres y adaptarse a los ensayos *in situ*, especialmente los ensayos CPT, SPT y DMT. Estas adaptaciones se reflejan en la ecuación 73, 74 y 75.

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left( 8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right) \quad (73)$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad (74)$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2 \quad (75)$$

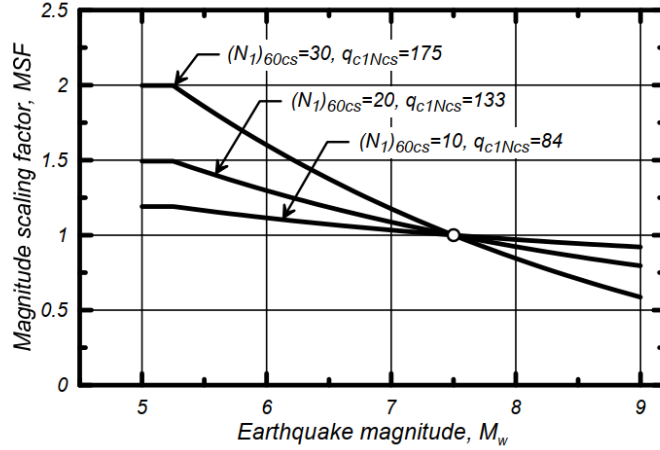


Gráfico 17. Variación en la relación del factor MSF con  $q_{c1Ncs}$  y con  $(N_1)_{60cs}$  para suelos cohesivos.

El factor de corrección de sobrecarga  $K_\sigma$  se calcula con la ecuación 76, lo cual se puede visualizar también en el gráfico 18.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad (76)$$

Donde:

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad (77)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (78)$$

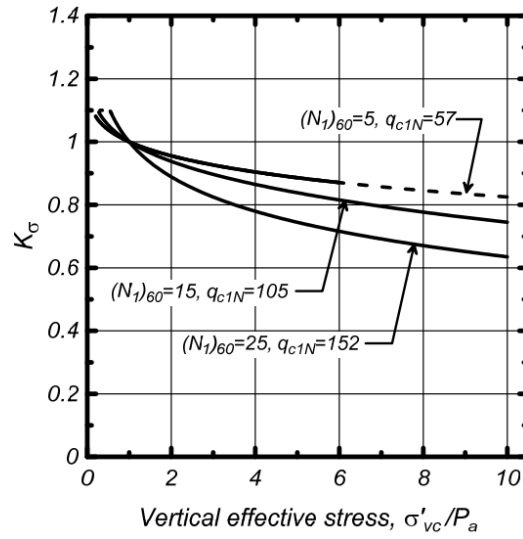


Gráfico 18. Relación del factor de corrección  $K_\sigma$  de sobrecarga  
 La variable  $(N_1)_{60cs}$  proviene de correlaciones de ensayos con SPT, mientras con la variable  $q_{c1Ncs}$  de ensayos CPT, como se evidencia en las ecuaciones 79 y 80.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (79)$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (80)$$

La variable  $\Delta q_{c1N}$  puede determinarse empleando la correlación propuesta por Idriss & Boulanger (2008), como se evidencia en la ecuación 81.

$$\Delta q_{c1N} = \left( 5.4 + \frac{q_{c1N}}{16} \right) e^{\left( 1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left( \frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right)} \quad (81)$$

Donde:

$$\text{Si } I_c < 1.26, FC = 0 \quad (82)$$

$$\text{Si } 1.2 \leq I_c < 3.5, FC = 1.75 \times I_c^{3.25} - 3.7 \quad (83)$$

$$\text{Si } I_c > 3.5, FC = 100 \quad (84)$$

$$q_{c1N} = \frac{q_{c1}}{P_a} \quad (85)$$

$$q_{c1} = q_c C_N \quad (86)$$

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 1.7 \quad (87)$$

El  $\Delta q_{c1N}$ , también puede obtener empleando la correlación de Boulanger & Idriss (2014), como se muestra en la ecuación 88.

$$\Delta q_{c1N} = \left( 11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) e^{\left( 1.63 + \frac{9.7}{FC+2} - \left( \frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right)} \quad (88)$$

Donde las variables como el contenido de finos ( $FC$ ) (89), Índice del comportamiento del suelo ( $I_c$ ) (90), se pueden determinar de la siguiente manera:

$$FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137 \quad (89)$$

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 - \log F)^2]^{0.5} \quad (90)$$

Las ecuaciones 89 y 90 se iteran siempre y cuando se cumpla el rango de:  $21 < q_{c1Ncs} < 254$ .

Para la variable  $\Delta(N_1)_{60}$  se emplea la correlación de Idriss & Boulanger (2008) (91) (92) (93), que es la siguiente

$$\Delta(N_1)_{60} = e^{\left( 1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left( \frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right)} \quad (91)$$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (92)$$

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 1.7 \quad (93)$$

Donde los valores de  $(N_1)_{60cs}$  deberán ser menores a 46.

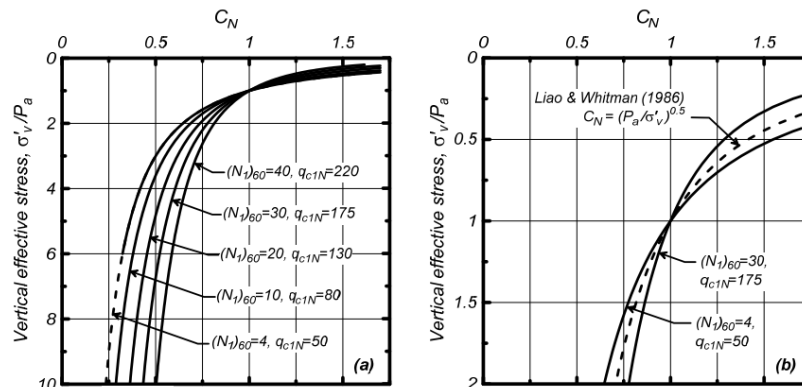


Gráfico 19. Relación del factor de corrección de sobrecarga para la resistencia a la penetración del CPT y SPT. (a) para  $\frac{\sigma'_v}{P_a} = 0 - 10$ , y (b) para  $\frac{\sigma'_v}{P_a} = 0 - 2$  en paralelo con la relación Liao & Whitman (1986).

El CRR se puede determinar por medio de diferentes correlaciones entre las cuales se tienen la de Idriss & Boulanger (2008) (94) (95), Boulanger & Idriss (2014) (96), Monaco et al. (2005) (97), Tsai et al. (2009) (98), Robertson (2012) (99), y Marchetti (2016) (100) (101).

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = e^{\left(\frac{q_{c1Ncs}}{540} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{114}\right)^4 - 3\right)} \quad (94)$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = e^{\left(\frac{(N1)60cs}{14.1} + \left(\frac{(N1)60cs}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)60cs}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)60cs}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)} \quad (95)$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = e^{\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)} \quad (96)$$

$$CRR = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (97)$$

$$CRR = \exp\left[\left(\frac{K_d}{8.8}\right)^3 - \left(\frac{K_d}{6.5}\right)^2 + \left(\frac{K_d}{2.5}\right) - 3.1\right] \quad (98)$$

$$CRR = 93(0.025K_d)^3 + 0.08 \quad (99)$$

$$CRR = \exp\left[\left(\frac{Q_{cn}}{540}\right) + \left(\frac{Q_{cn}}{67}\right)^2 - \left(\frac{Q_{cn}}{80}\right)^3 + \left(\frac{Q_{cn}}{114}\right)^4 - 3\right] \quad (100)$$

$$\text{Con } Q_{cn} = 25K_d$$

$$\text{Promedio } CRR = [(CRR_{Qcn}) * (CRR_{K_d})]^{0.5} \quad (101)$$

$$\text{Con } Q_{cn} = q_{c1n}$$

Otras de las variables importantes para caracterizar los suelos son el asentamiento ( $S$ ), el índice potencial de licuefacción ( $LPI$ ) y el número de severidad de licuefacción ( $LSN$ ).

El asentamiento se lo mide a partir de las deformaciones volumétricas que tiene el suelo *in situ* y la carga que este soportando, como se evidencia en la ecuación 102.

$$S = \int_0^{z_{max}} \varepsilon_v dz \quad (102)$$

Donde  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica, siendo calculado a partir de datos SPT y CPT a través de la correlación de Yoshimine (2006), que se muestra en la ecuación 103.

$$\varepsilon_v = 1.5e^{-2.5D_R} \min(0.08, \gamma_{max}) \quad (103)$$

Donde se realizan correlaciones de la densidad relativa con los ensayos SPT y CPT, empleando la Gráfica 20 o las ecuaciones 104 y 105.

$$\varepsilon_v = 1.5e^{-0.369\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \min(0.08, \gamma_{max}) \quad (104)$$

$$\varepsilon_v = 1.5 e^{(2.551-1.147(q_{c1Ncs})^{0.264})} \min(0.08, \gamma_{max}) \quad (105)$$

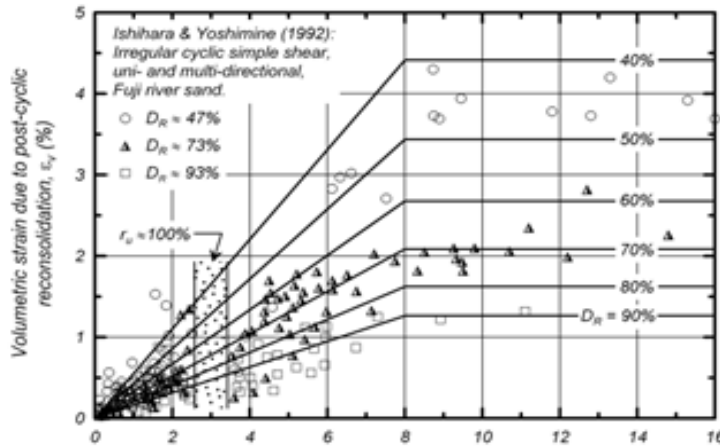


Gráfico 20. Esfuerzo cortante máximo durante una carga sin drenaje  $\gamma_{max}$ (%) para  $q_{c1Ncs}$  mayor que 21.

Donde:

$$\gamma_{max} = 0, \text{ Si } FS_{liq} \geq 1 \quad (106)$$

$$\gamma_{max} = \min\left(\gamma_{lim}, 0.035(2 - FS_{liq})\left(\frac{1-F_\alpha}{FS_{liq}-F_\alpha}\right)\right), \quad \text{ Si } 2 > FS_{liq} > F_\alpha \quad (107)$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim}, \text{ Si } FS_{liq} \leq F_\alpha \quad (108)$$

Siendo  $F_\alpha$  obtenido para el ensayo SPT por medio de la ecuación 109 y para CPT con la ecuación 110.

$$F_\alpha = 0.032 + 0.69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0.13(N_1)_{60cs} \quad (109)$$

Donde  $(N_1)_{60cs}$  tiene que ser mayor que 7

$$F_{\alpha} = -11.74 + 8.34(q_{c1Ncs})^{0.264} - 1.371(q_{c1Ncs})^{0.528} \quad (110)$$

Donde  $q_{c1Ncs}$  tiene que ser mayor que 69

La variable  $\gamma_{lim}$  se obtiene a través del gráfico 21, y de las siguientes correlaciones empleadas para ensayos SPT (111) y para ensayos CPT (112)

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left( 1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 \geq 0 \quad (111)$$

$$\gamma_{lim} = 1.859(2.163 - 0.478(q_{c1Ncs})^{0.264})^3 \geq 0 \quad (112)$$

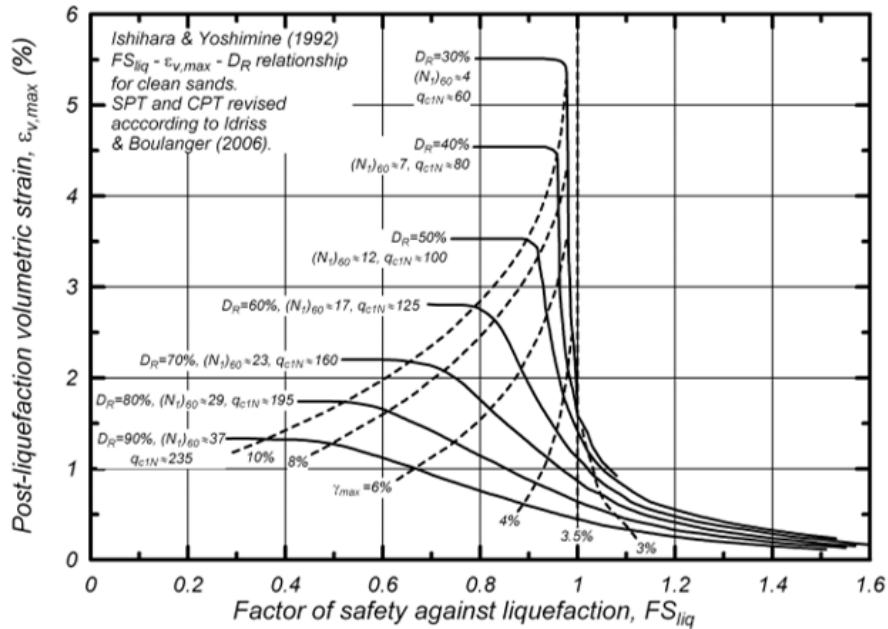


Gráfico 21. Deformaciones volumétricas Post – licuefacción versus factor de seguridad contra activación de la licuefacción  $r_u = 100\%$  para arenas limpias de diferentes densidades. (Ishihara & Yoshimine, 1992).

El índice potencial de licuefacción o LPI, se determina con la ecuación 113, este índice señala el potencial que tiene un suelo a sufrir licuefacción y se lo obtiene a través de correlaciones determinadas por Iwasaki et al. (1982).

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad (113)$$

Donde:

$$w(z) = 10 - 0.5z \quad (114)$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS & ; FS < 1 \\ 0 & ; FS > 1 \end{cases} \quad (115)$$



El número de severidad de licuefacción o LSN, indica la severidad que tendría un evento de licuefacción en la zona de estudio, y se lo obtiene a través de la ecuación 116.

$$LSN = 1000 \int_0^Z \frac{\varepsilon_v}{z_i} dz \quad (116)$$

El valor de  $z_i$  corresponde al medio del espesor de la capa a analizar la severidad de un evento de licuefacción.

## CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA.

### 3.1. ESQUEMA METODOLÓGICO

El gráfico 22 muestra la metodología empleada para el presente estudio detallando los diferentes ensayos que se realizaron en la zona de estudio, la información recopilada y los análisis realizados.

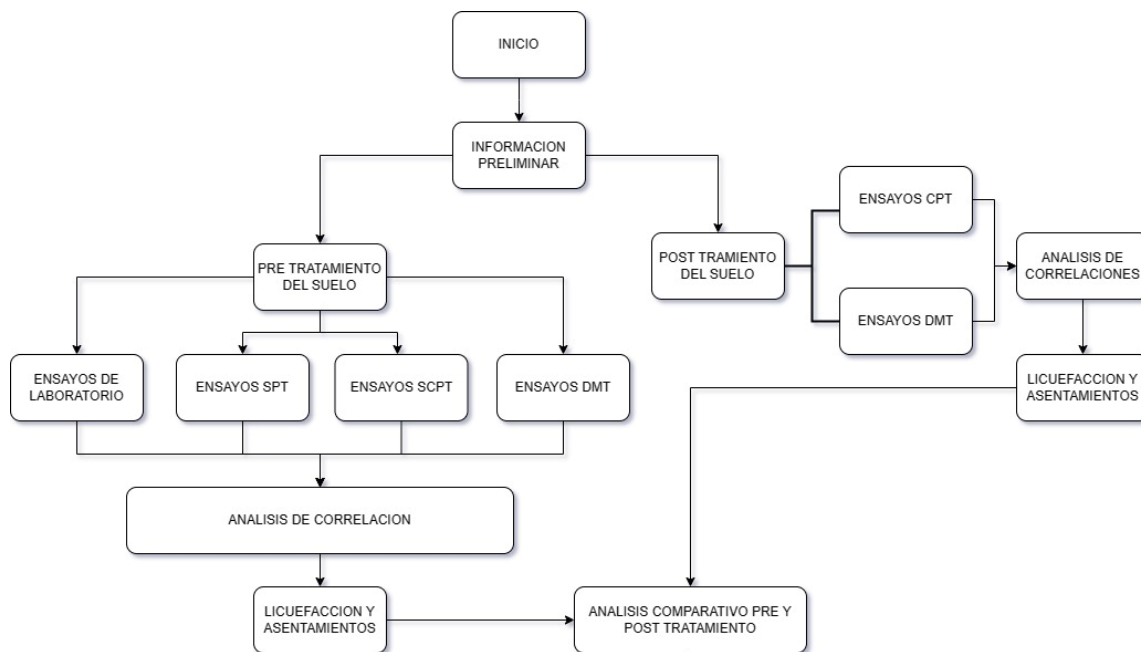


Gráfico 22. Flujograma considerando la metodología de análisis del suelo pre y post tratamiento.

El presente proyecto recopila los ensayos en la zona de estudio entre los años 2013 y 2014. En el año 2013 se realizaron varios ensayos *in situ*, entre los que constaron quince perforaciones mediante ensayos SPT, dos ensayos SCPT, y dos ensayos DMT.

Complementariamente se realizaron ensayos en el laboratorio, para lo cual se obtuvieron varias muestras del suelo.

En el año 2014 se realizó un tratamiento del suelo a través de columnas de grava empleando el método compactación por vibración. Posteriormente, con el propósito de evaluar la eficacia de esta medida, se realizaron tres ensayos CPT y dos ensayos DMT.

La Tabla 7 presenta un resumen de toda la información geotécnica levantada mediante ensayos in situ y de laboratorio

Tabla 7. Resumen de ensayos de laboratorio e *in situ* realizados en la zona de estudio antes y después de tratar el suelo.

NOMBRE	SIMBOLOGIA	CANTIDAD	AÑO	PROFUNDIDAD (m)	BEFORE/AFTER	COORDENADAS	
						X	Y
SCPT	CPT-1	2	2013	25	BEFORE	507744.89	5109499.23
SCPT	CPT-2		2013	26.5	BEFORE	507678.55	5109431.64
DMT	DMT 1	2	2013	19.6	BEFORE	507712.81	5109423.70
DMT	DMT 2		2013	19.6	BEFORE	507748.69	5109493.76
BOREHOLES	B-1 ~ B-15	15	2013	VARIABLE	BEFORE	VARIABLE	VARIABLE
LIMITE DE ATTERBERG	LL, PL, PI	2	2013	5.34	BEFORE	507752.53,	5109454.55
				27.43		507681.49	5109428.76
ENSAYO DE CONSOLIDACION	S/S	2	2013	5.43	BEFORE	507681.49	5109428.76
CONTENIDO DE HUMEDAD	MC%	7	2013	VARIABLE	BEFORE	VARIABLE	VARIABLE
ANALISIS DE LAVADO TAMIZ	S/S	11	2013	21.64	BEFORE	VARIABLE	VARIABLE
TORVANE (RESISTENCIA AL CORTE)	◇	1	2013	6.4	BEFORE	507752.53	5109454.55
UNIDAD DE PESO NO PERTURBADO	S/S	7	2013	21	BEFORE	VARIABLE	VARIABLE
CPT	CPT-781 <sup>a</sup>	3	--	11.3	AFTER	--	--
CPT	CPT-781B		--	11.5	AFTER	--	--
CPT	CPT-781 TextA		--	12.3	AFTER	--	--
DMT	DMT 3	2	--	14	AFTER	--	--
DMT	DMT 4		--	11.4	AFTER	--	--

En el gráfico 23 se muestran los ensayos realizados y su distribución geográfica, donde se divisan los ensayos realizados en el 2013, así como los ensayos CPT y DMT realizados en el 2014 postratamiento del suelo.

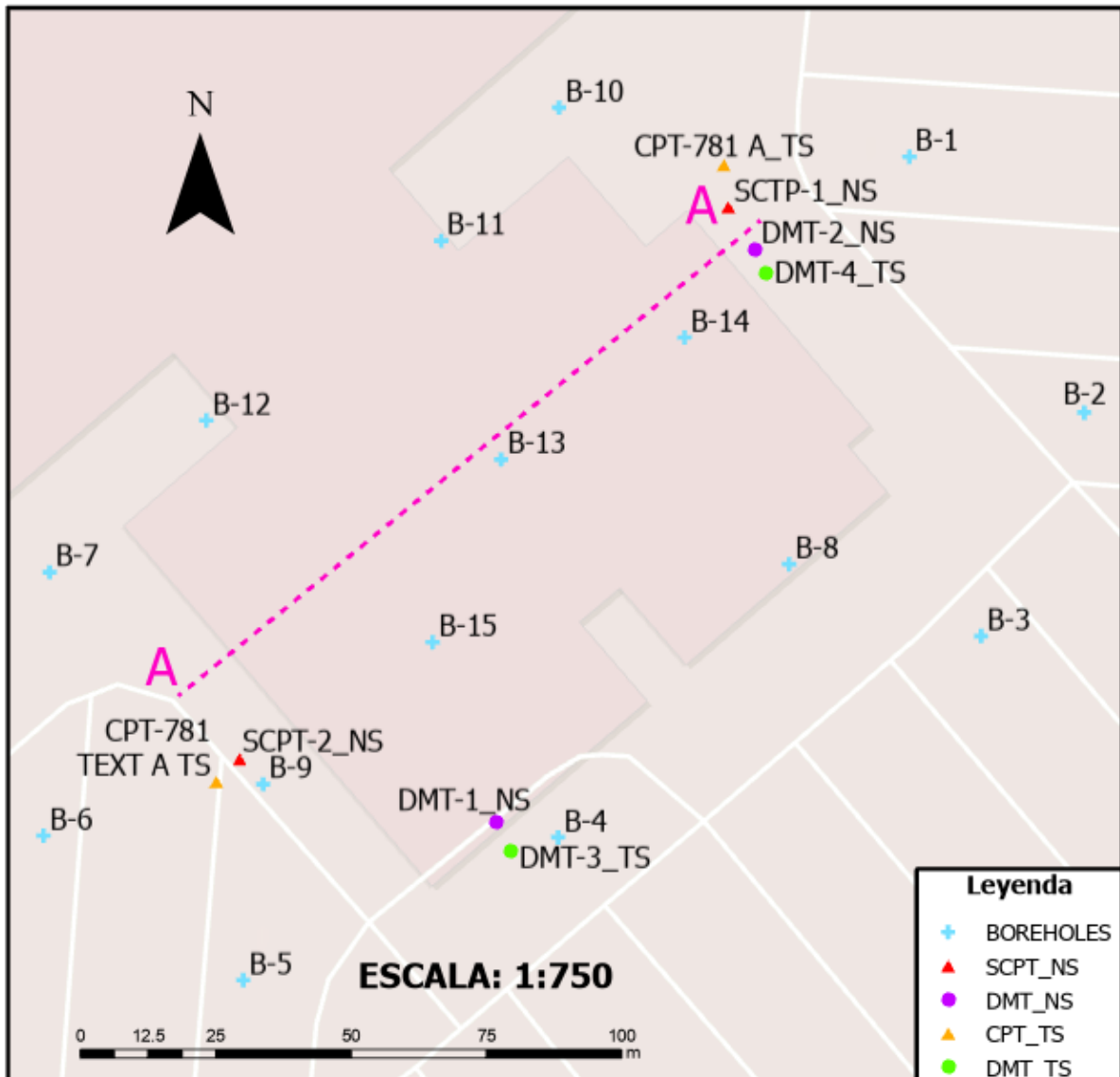


Gráfico 23. Vista en planta de las ubicación y simbología de los ensayos in situ realizados en el sitio, Cinema Regal del mall “THREE RIVERS”.

### 3.2. Información geotécnica previa al tratamiento del suelo

Los ensayos de laboratorio se realizaron con los testigos obtenidos por medio de las quince perforaciones realizadas en los ensayos SPT, colectando 23 muestras donde se analizó su granulometría y se realizó su respectiva descripción, dichos resultados son presentados en la Tabla 8.

Tabla 8. Ensayos de contenido de finos a partir de ensayos en laboratorio según los tipos de muestras (calicatas) realizados en el sitio de estudio, Cinema Regal del mall “THREE RIVERS”.

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	FC (%)	Descripción
B-1	S-4	3.35	35	Arena Limosa
	S-6	4.88	91	Limo con trozos de arcilla y granos finos de arena
B-2	S-1	1.07	9	Arena con trozos de limo
	S-3	2.59	22	Arena con algo de limo
	S-4	3.35	86	Limo con algunos granos finos de arena
B-3	S-3	2.59	19	Arena con algo de limo
B-7	S-4	3.35	4	Arena con trozos de limo
	S-8	6.40	79	Limo con algo de arena
B-8	S-9	7.01	35	Arena Limosa
	S-11	9.45	18	Arena con algo de limo
	S-16	15.54	32	Arena Limosa
	S-20	21.64	88	Limo con algo de arcilla y arena
	S-22	27.74	77	Limo con algo de arena
B-9	S-4	3.35	8	Arena con algo de limo
	S-9	7.92	31	Arena Limosa
	S-12	12.50	18	Arena con algo de limo
	S-16	17.68	22	Arena con algo de limo
	S-19	21.64	22	Arena con algo de limo
B-11	S-7	5.64	78	Limo con algo de arena
B-12	S-8	6.40	13	Arena con algo de limo
B-13	S-3	2.59	10	Arena con algo de limo
B-14	S-6	4.88	79	Limo con algo de arena
B-15	S-2	1.83	7	Arena con algo de limo

En el gráfico 24 se plasma el contenido de finos de las diferentes muestras analizadas, donde se visualiza un alto contenido de finos entre los 4 y los 6 metros de profundidad.

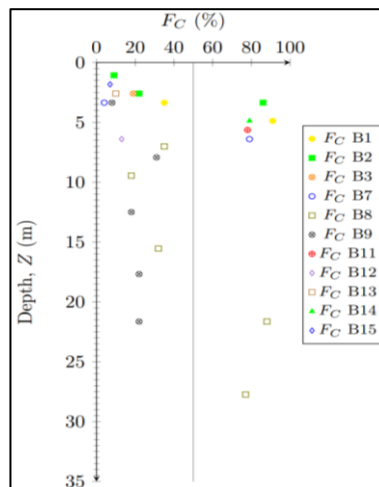


Gráfico 24. Contenido de finos a una profundidad máxima de 35m en todas las muestras (calicatas) realizadas.

La determinación de parámetros como el contenido de humedad o el peso específico se las realizo en siete muestras obtenidas a diferentes profundidades, siendo distribuidas dos en la perforación B-8 y cinco en la perforación B-9, estos resultados se presentan en la tabla 9.

Tabla 9. Peso específico en las muestras B-8 y B-9, realizo mediante ensayos de laboratorios.

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Tipo de suelo	Contenido de Humedad (%)	Peso específico seco ( $\gamma_d$ -Kg/m <sup>3</sup> )	Peso específico ( $\gamma$ -Kg/m <sup>3</sup> )
B-8	S-8	6.40	LIMO	44	1120.99	1614.23
	S-18	17.67	ARENA	54	1072.95	1652.35
B-9	S-7	5.42	LIMO	57	1056.94	1659.39
	S-7a	5.48	LIMO	49	1137.01	1694.14
	S-15	17.06	ARENA	45	1233.09	1787.99
	S-15a	17.22	ARENA	41	1265.12	1783.82
	S-18	21.03	ARENA	76	1056.94	1860.21

Las muestras S-7a y S-15a, correspondientes a la perforación B-9, las cuales fueron sometidas a ensayos de consolidación obteniendo los siguientes resultados de esfuerzos y relación de vacíos.

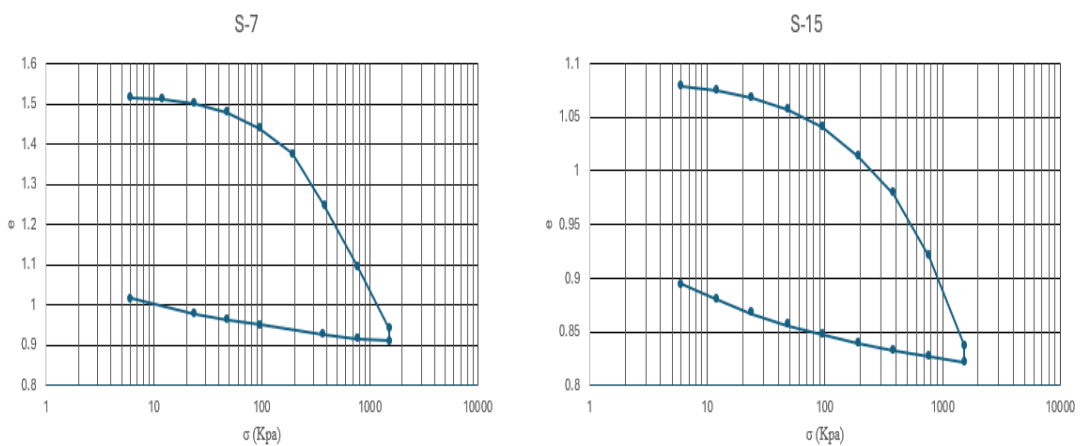


Gráfico 25. Ensayos de consolidación de las muestras S-7 y S-15

Adicionalmente, en la perforación B-8 se realizó el ensayo de Torvane a 6.4 metros, obteniendo una resistencia al corte no drenado de 23.94 Kpa.

En total se realizaron quince ensayos SPT, uno por cada perforación realizada, con nomenclaturas que van desde SPT B-1 hasta SPT B-15, de los cuales se obtuvieron los números de golpes  $N_{spt}$ , como se evidencia en la gráfica 26.

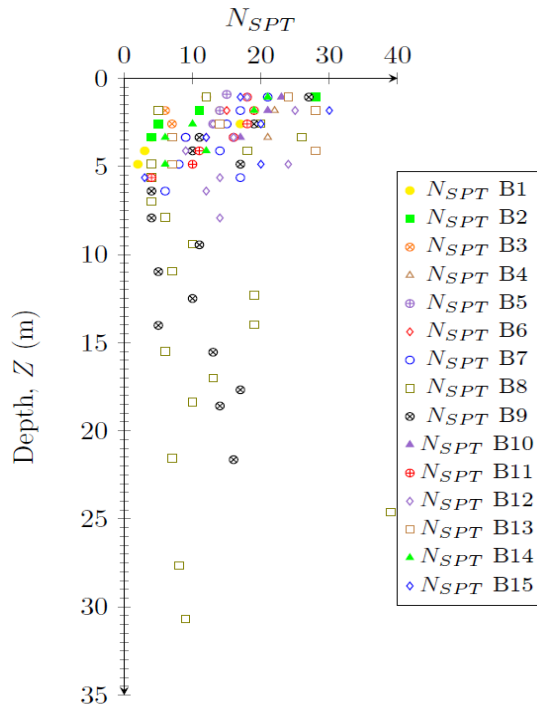


Gráfico 26. Numero de golpes del ensayo SPT en las muestras correspondientes a las calicatas B1 – B15, realizadas antes de la estabilización del suelo.

Las perforaciones que cuentan con mas información levantada fueron las B-8 y B-9, por lo tanto, se priorizó su análisis como se evidencia en el gráfico 27.

Con los ensayos SPT B-8 y SPT B-9 se emplearon varias correlaciones con la finalidad de conocer las características geotécnicas del sitio. Evidenciando un suelo de densidad baja a media hasta los 22 metros de profundidad.

Existen propiedades geotécnicas que son obtenidas en el laboratorio como el peso específico o el contenido de finos, mientras existen otras que se pueden obtener a través de diferentes correlaciones que emplean los valores obtenidos de los ensayos SPT, y obtienen parámetros como la densidad relativa, el ángulo de fricción, coeficiente de presión lateral del suelo, resistencia al corte no drenado, OCR y la velocidad de corte.

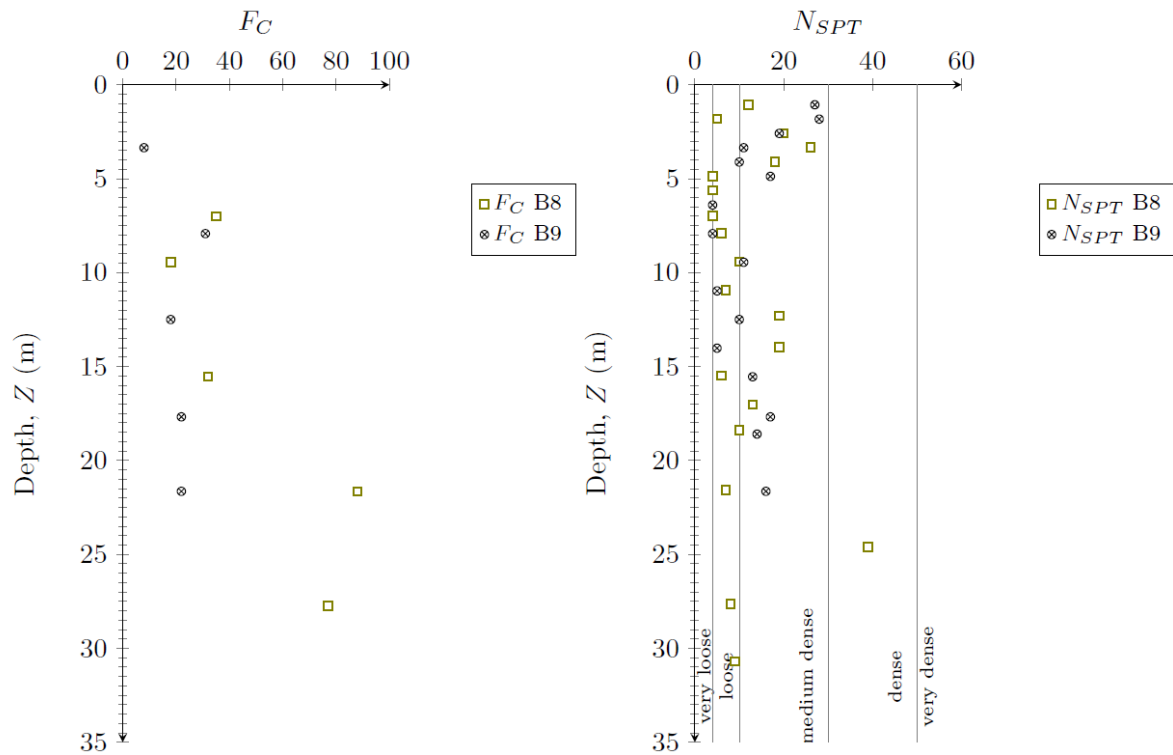


Gráfico 27. Contenido de finos y numero de golpes del ensayo SPT en las muestras correspondientes a las calicatas B8 y B9, realizadas antes de la estabilización del suelo.

Previo al tratamiento del suelo, se realizaron dos ensayos in situ SCPT, de los cuales se obtuvieron parámetros como la resistencia al cono ( $q_t$ ), la fricción en la manga ( $f_s$ ), y la presión de poros ( $u_0$ ), y el índice de comportamiento del suelo ( $I_c$ ). Donde el cálculo del  $I_c$ , se realizó empleando la metodología sugerida por Robertson and Write (1998).

Tanto la resistencia al cono ( $q_t$ ), como el índice de comportamiento del suelo ( $I_c$ ), sirven para dar una clasificación preliminar del suelo a diferentes profundidades, tal como se evidencia en el gráfico 28. Donde se muestra un suelo con una transición entre limoso y arcilloso desde los 6 hasta los 22 metros de profundidad.

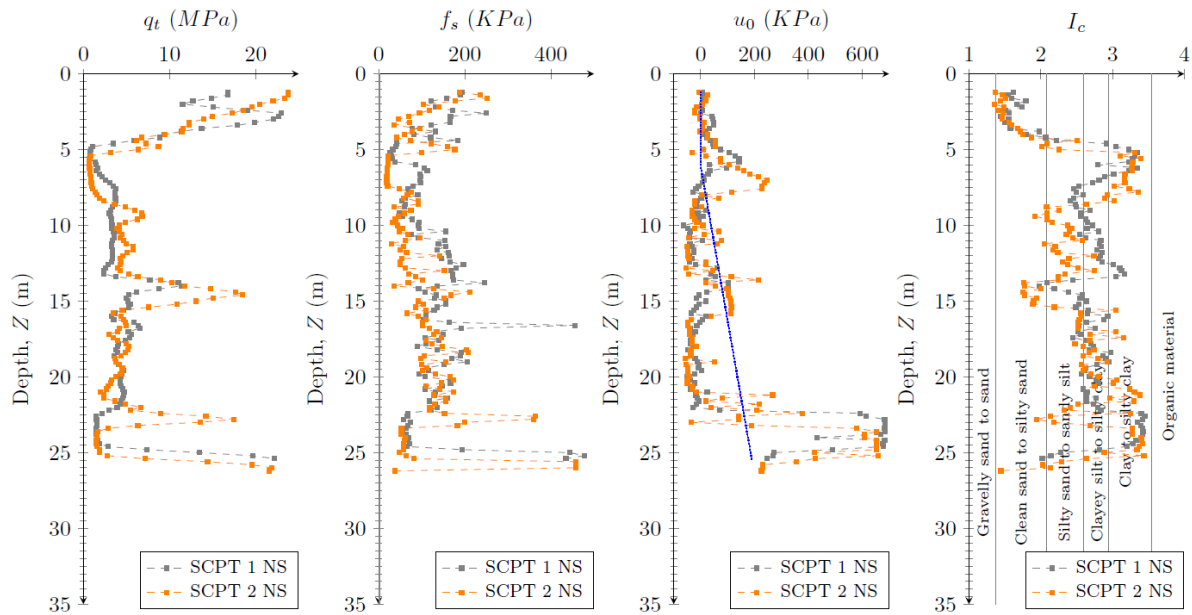


Gráfico 28. Resistencia al cono  $q_t$  e 56 índice de comportamiento  $I_c$ , para los ensayos de SCPT 1 y SCPT 2 suelo no tratado.

Previo al ensayo de mejoramiento de suelo por columnas de grava se realizó el ensayo in situ DMT. Los resultados obtenidos proporcionan información clave sobre la capacidad portante, la compresibilidad y el módulo de deformación del suelo.

Entre los parámetros más importantes se encuentra el índice de suelo, esfuerzo horizontal y módulo del DMT  $M_{dmt}$ .

En el gráfico 29 se muestra que el suelo presenta características limosas desde los 6 metros hasta los 22 metros de profundidad.



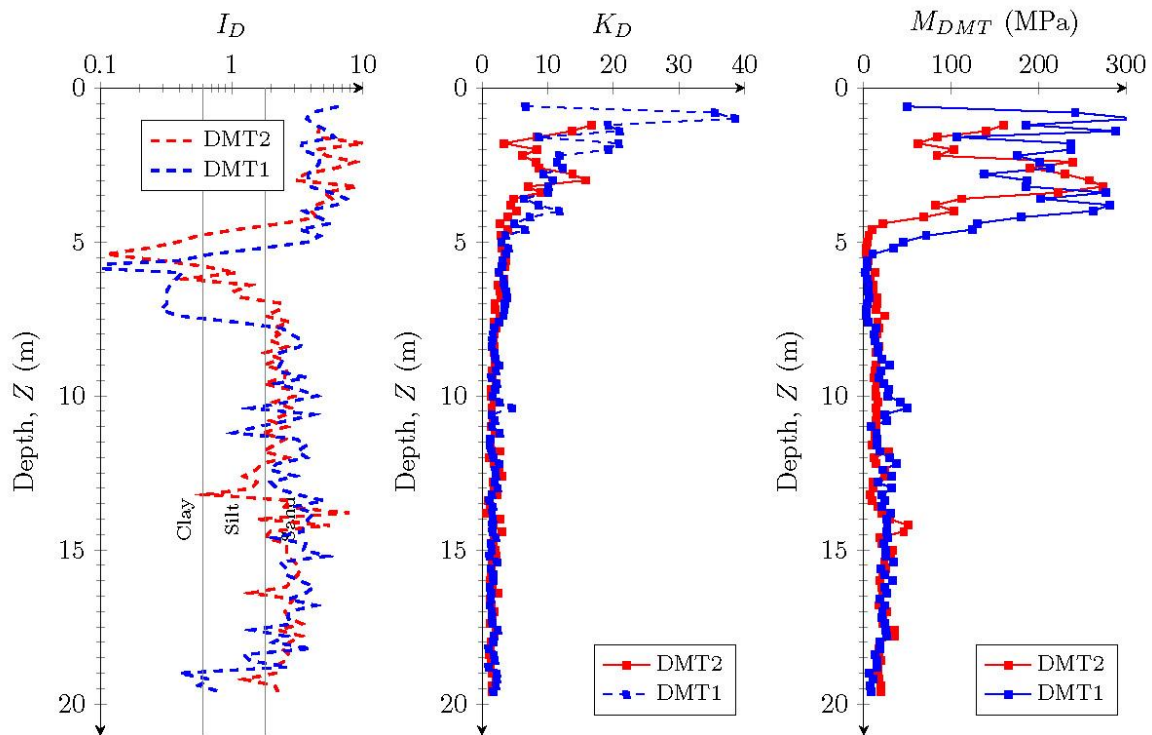


Gráfico 29. Datos recibidos por medio del ensayo in situ DMTM, modulo M, esfuerzo horizontal e índice de material  $I_d$ .

### 3.3. Información geotécnica posterior tratamiento del suelo

En el año 2014 se realizaron 3 ensayos CPT, cuyo objetivo consistía en analizar las propiedades del suelo posterior a un tratamiento geotécnico empleando columnas de grava. Como se evidencia en el gráfico 30, los datos de los ensayos CPT A y CPT B, corresponden a una misma ubicación de la zona de estudio, mientras que la información del ensayo CPT TEXT A, corresponde a otra ubicación geográfica. De tal manera que, para determinar la variación de los parámetros geotécnicos, provocad por el tratamiento del suelo debería ser CPT A con SCPT-1 y SCPT-2 con CPT text A.

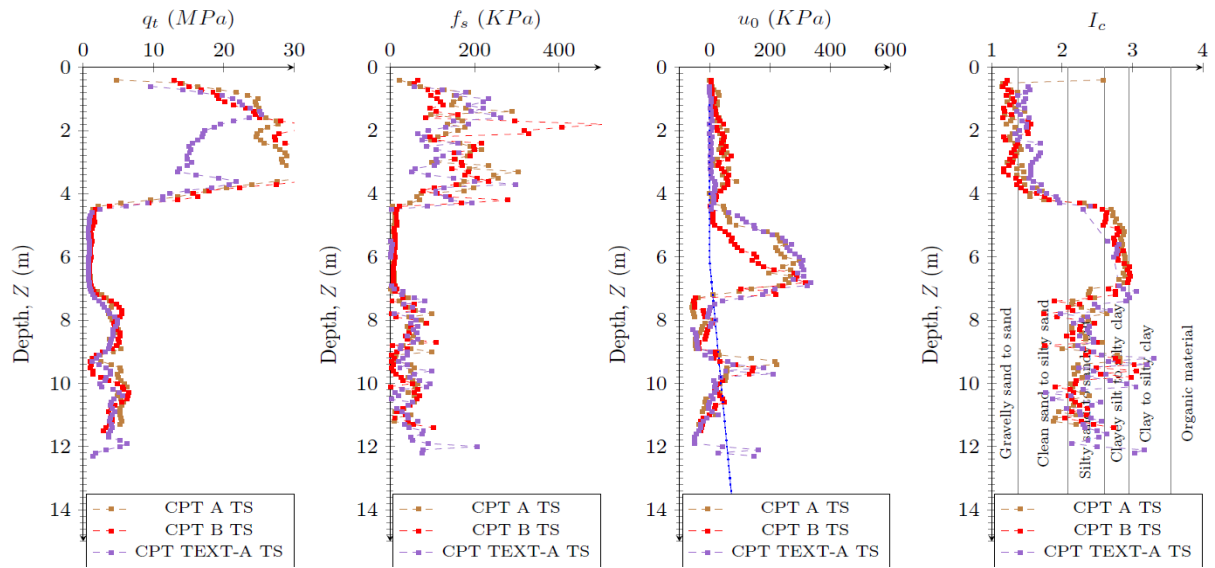


Gráfico 30. Datos de los ensayos CPT posttratamiento.

La comparativa entre el módulo de DMT y el esfuerzo horizontal en el ensayo en sitio DMT, revela aspectos cruciales para entender la respuesta geotécnica del suelo. El módulo de DMT ofrece datos sobre las propiedades mecánicas y de deformación, mientras que el esfuerzo horizontal proporciona información sobre esfuerzo (estrés) lateral experimentado por el suelo. En la gráfica 31 se puede evidenciar una mejora en los datos post tratamiento del módulo DMT y el esfuerzo horizontal en comparación con los datos pretratamiento.

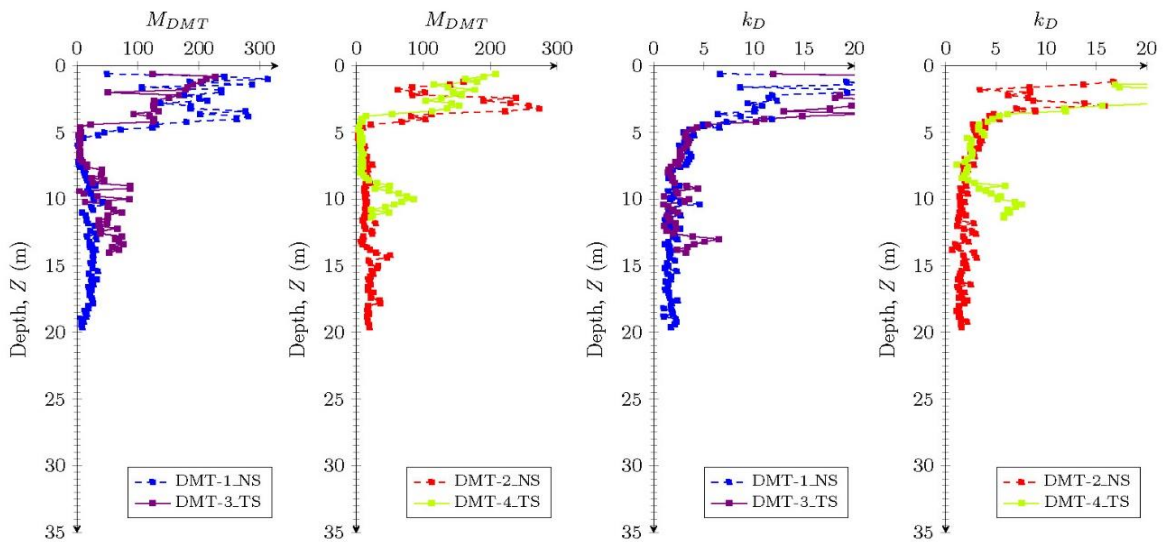


Gráfico 31. Resultados modulo  $M_{dmt}$  y  $K_d$  del ensayo DMT\_NS vs DMT\_TS.

Finalmente se analizan los diferentes parámetros del suelo previo y posterior al tratamiento geotécnico analizando si el método empleado tuvo las mejoras previstas.

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS

En función de los datos levantados, se realizaron diferentes correlaciones con la información elaborada, desarrollando un perfil geotécnico del suelo no tratado.

En los primeros metros, se puede visualizar un relleno que se extiende hasta la profundidad del nivel freático, posterior a ello el suelo presenta características limosas, intercalando con arenas poco densificadas, este panorama se extiende hasta aproximadamente los 21 metros de profundidad. Posterior a ello el suelo empieza a tener un mayor contenido de finos vislumbrando características arcillosas.

El gráfico 32, describe en forma de imagen la relación que existe entre los diferentes ensayos, siendo estos los ensayos SPT B-8, el SCPT 1\_NS, y el DMT 2\_NS. El gráfico 33, describe la relación geotécnica de los ensayos realizados como la perforación B-9, el SCPT 2, y el DMT 1. Con la finalidad de representar las diferentes estructuras de manera esquemática, se elaboró el perfil geotécnico estratigráfico de suelo (gráfico 34).

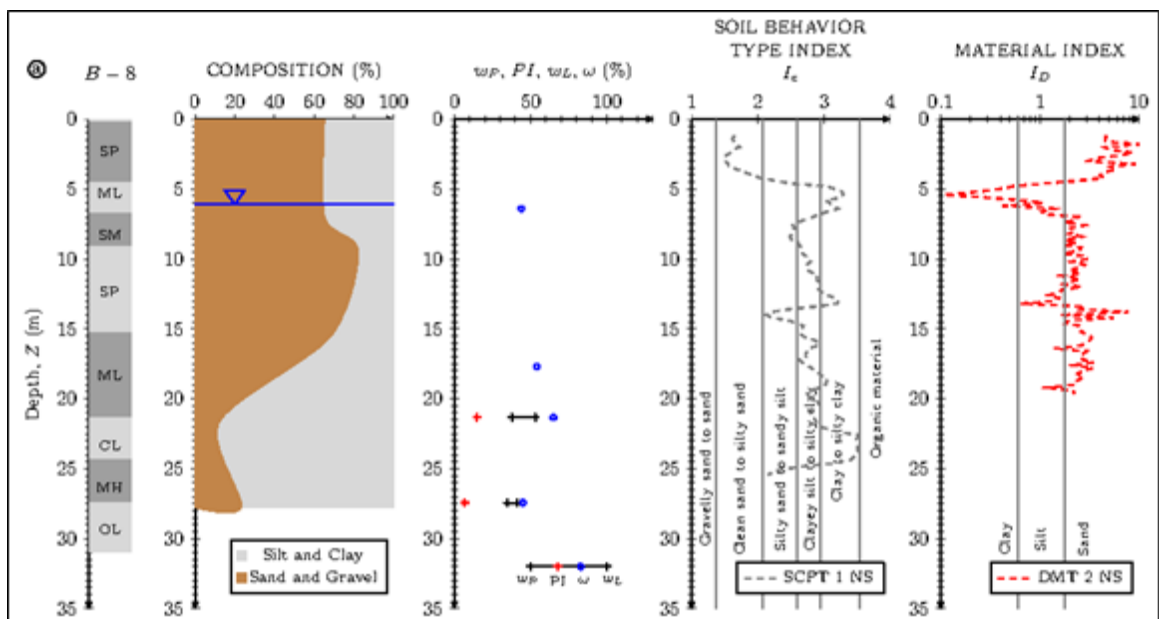


Gráfico 32. Perfiles de ensayos en sitio: Perforaciones B-8, contenido de finos FC(%),  $w_p, P_i, w_l, w$ , índice de comportamiento del suelo  $I_c$  e índice de material del suelo  $I_d$ , correspondiente a suelo no tratado.

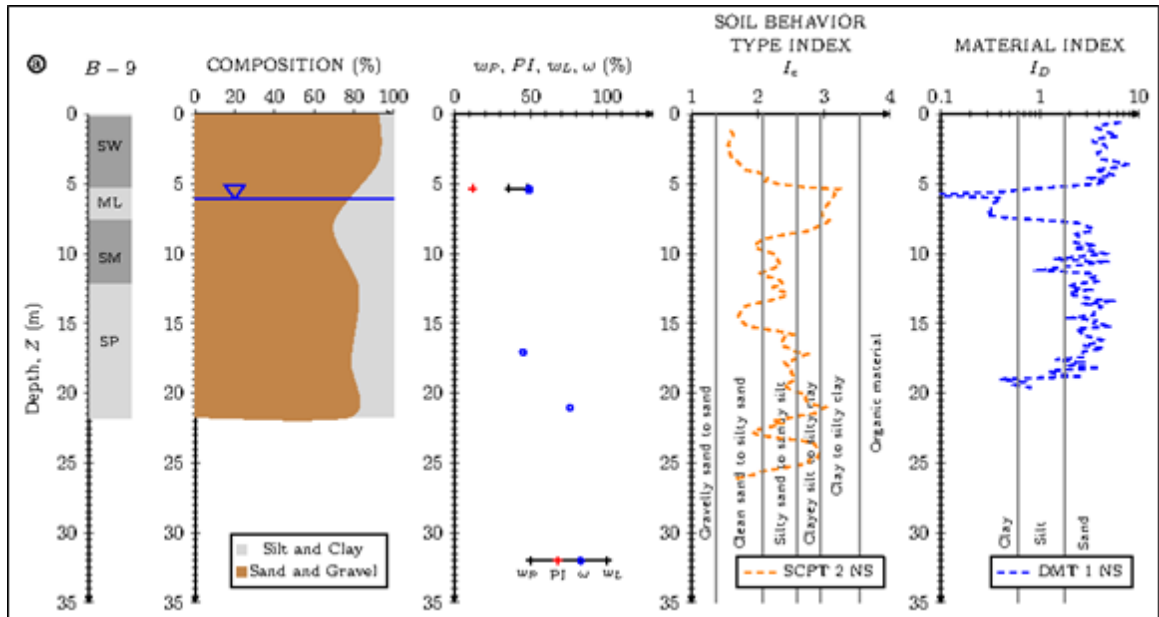


Gráfico 33. Perfiles de ensayos en sitio (2): Perforaciones B-8, contenido de finos FC(%),  $w_p, P_i, w_l, w$ , índice de comportamiento del suelo  $I_c$  e índice de material del suelo  $I_d$ , correspondiente a suelo no tratado.

### Perfil geotécnico del suelo no tratado.

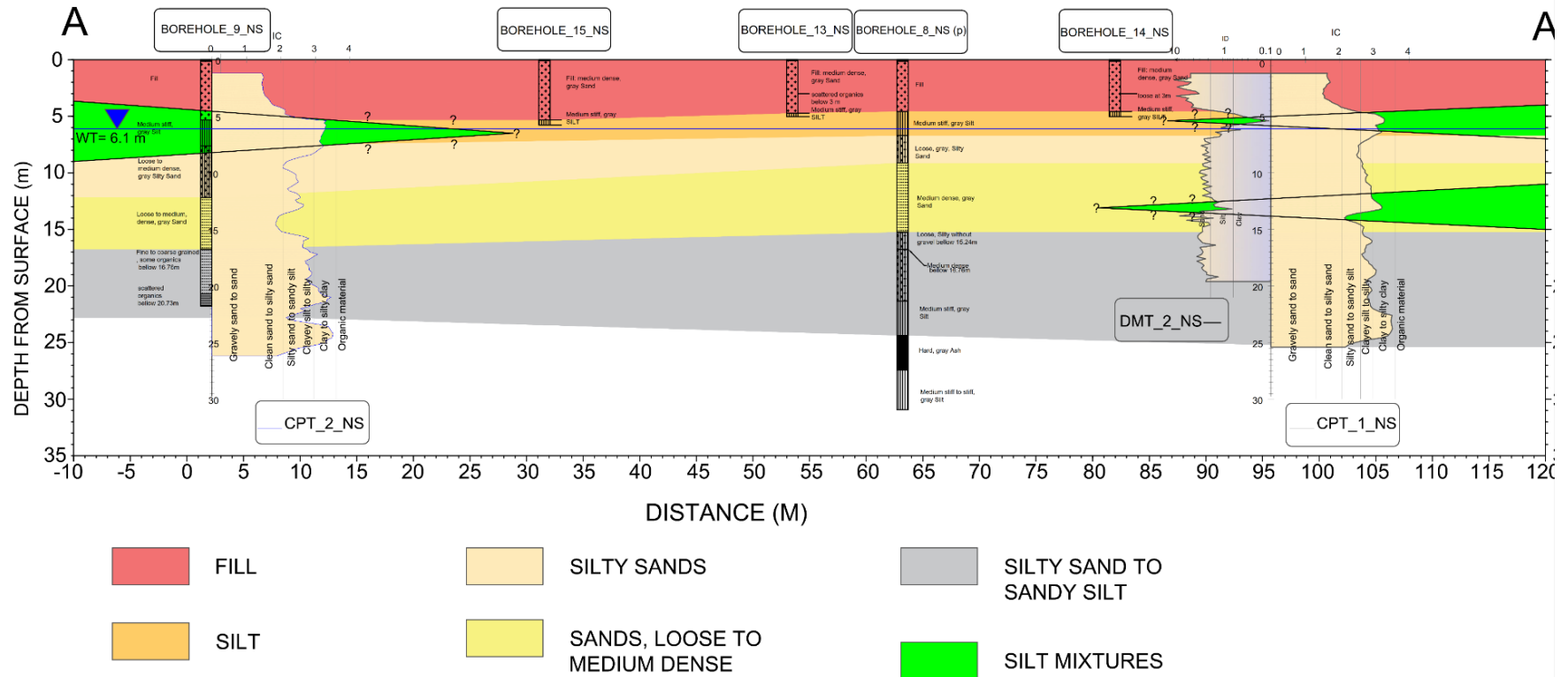


Gráfico 34. Perfil Geotécnico del Suelo previo al tratamiento

#### 4.1 Ensayos de laboratorio:

Las muestras recolectadas fueron sometidas a varios ensayos de laboratorio, incluyendo el ensayo de consolidación edométrica. Este ensayo permite determinar los coeficientes de compresibilidad  $C_c$  y  $C_r$ , así como el esfuerzo de preconsolidación y el grado de sobreconsolidación (OCR) del suelo.

Para la muestra S-7, el OCR registrado fue de 2.26, mientras que para la muestra S-15, el OCR alcanzó 2.86. En ambos casos, los resultados indicaron un comportamiento del suelo sobreconsolidado.

Las figuras 35 y 36 muestran los análisis de sobreconsolidación de las muestras S-7 y S-15, obtenidas de las perforaciones B-8 y B-9 respectivamente, donde se empleó el método de Casagrande para calcular el OCR.

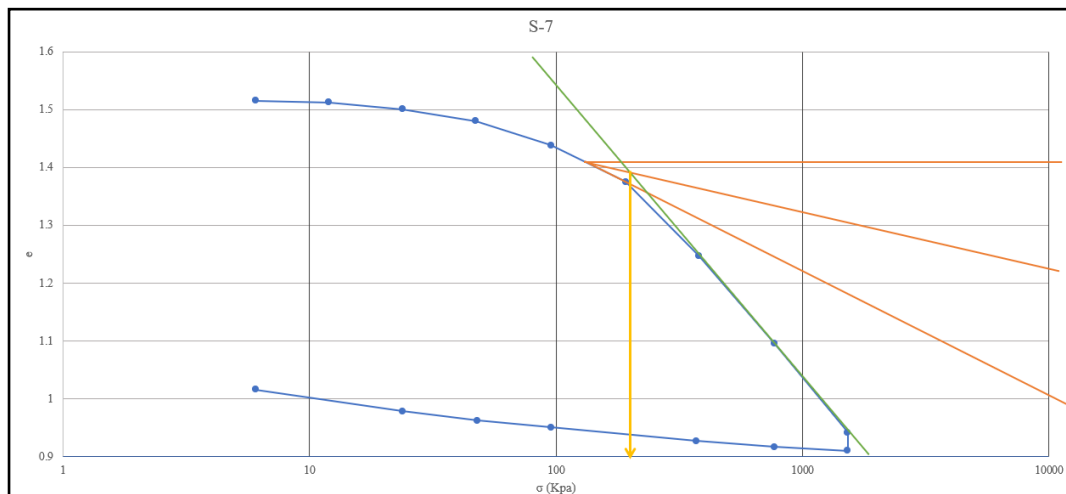


Gráfico 35. Ensayo de consolidación en la muestra B-9, ejemplar S-7 por medio del método de Casagrande.

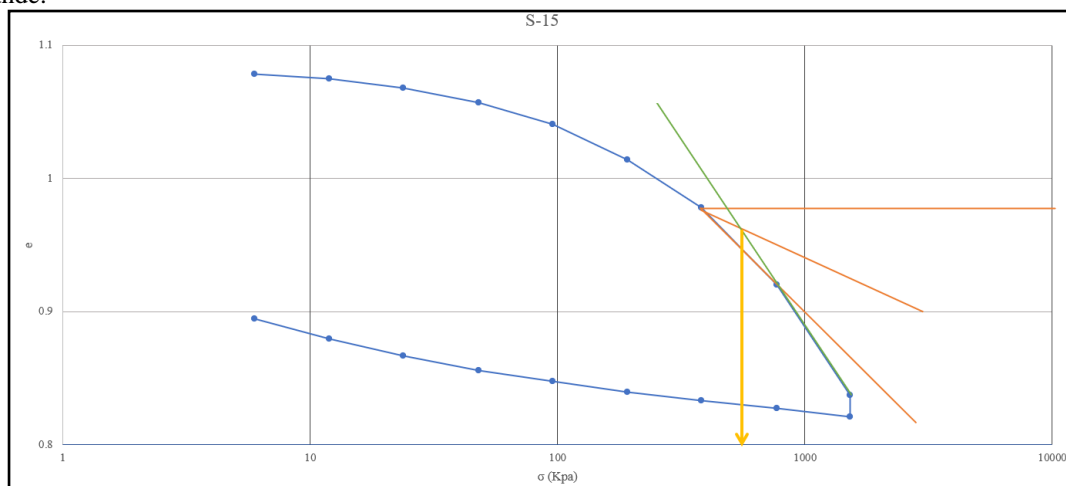


Gráfico 36. Ensayo de consolidación en la muestra B-9, ejemplar S-15 por medio del método de Casagrande.

## 4.2 Ensayos de campo

### 4.2.1 Ensayo SPT

Inicialmente se analizaron diferentes correlaciones por cada variable geotécnica, con la finalidad de determinar la correlación más significativa, en función de la metodología aplicada en el levantamiento de información geotécnica.

En los gráficos 37 y 38 de los ensayos SPT se presentan varios parámetros geotécnicos con sus respectivas correlaciones.

El ángulo de fricción se determinó con las metodologías de Wolf (1989) y Kullhawy and Mayne (1990), siendo la de Wolf (1989) la más conservadora y por consecuente la empleada para fines comparativos, quedando dicho valor alrededor de los 30 grados.

Para la densidad relativa se emplearon 10 correlaciones, que varían en promedio alrededor del 20%.

El cálculo de la resistencia al corte no drenado y el coeficiente de presión lateral empleó las formulaciones de Strout (1974) y Jaky (1944) respectivamente.

Finalmente, el OCR es determinado mediante las ecuaciones de Mayne and Kemper (1990-1, 1990-2).

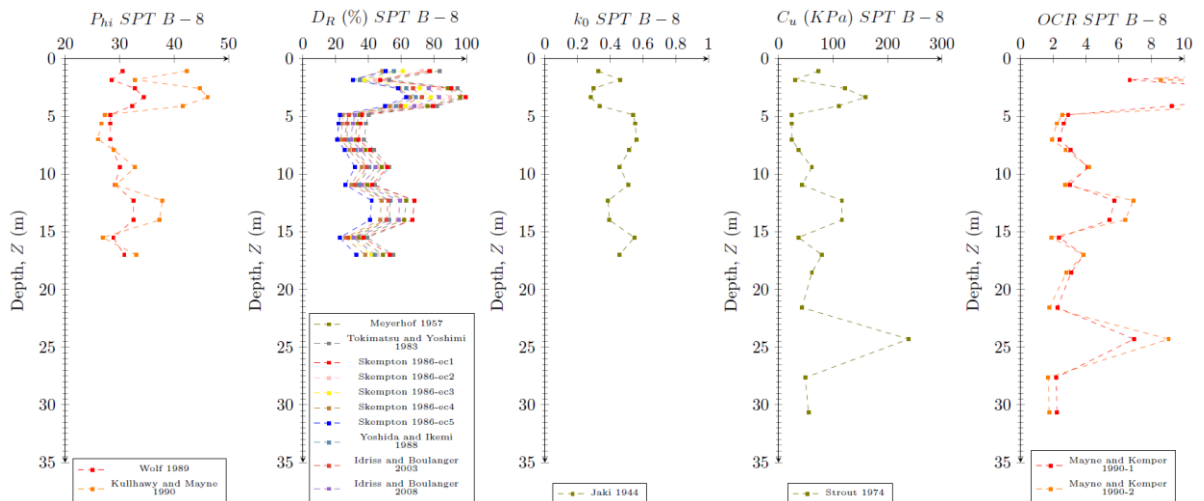


Gráfico 37. Resultados SPT calicata B-8 (pretratamiento)  $\Phi$ ,  $D_R$ ,  $k_0$ ,  $C_u$ , OCR.

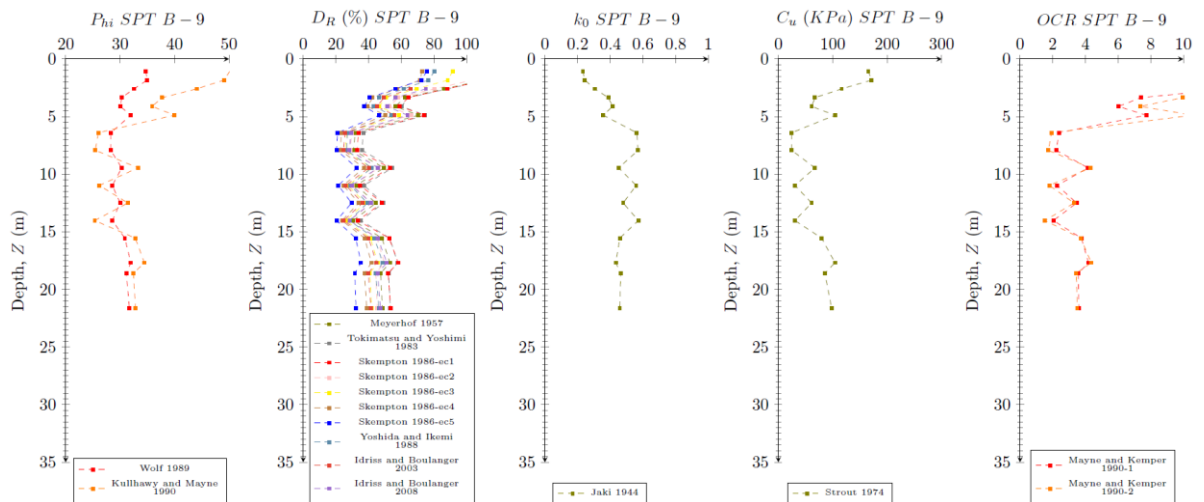


Gráfico 38. Resultados SPT calicata B-9 (pretratamiento)  $\Phi$ ,  $D_R$ ,  $k_0$ ,  $C_u$ , OCR.

#### 4.2.2 Ensayo in situ CPT y DMT

Para los ensayos CPT y DMT se emplearon las correlaciones estandarizadas en los manuales propuestos como “*Guide to Penetration Testing*” elaborada por Robertson P. K. Robertson and K.L. Cabal (Robertson) en el 2014 y *Marchetti*.

La densidad relativa se determinó con la metodología propuesta por Mayne (2009), mientras que el **ángulo de fricción** y el **OCR** con la metodología propuesta por Kulhawy & Mayne (1990).

Finalmente, la resistencia al corte no drenado se calculó con la ecuación propuesta por Powell and Lunne (2005).

El análisis llevado a cabo (gráficas 39, 40 y 41) revela que el comportamiento del suelo muestra atributos propios de arenas limpias en los primeros 6 metros de profundidad. Sin embargo, a partir de los 6 metros hasta los 10 metros, el suelo exhibe características típicas de un suelo limoso arcilloso. Posteriormente, se observa una transición entre limo y arena.



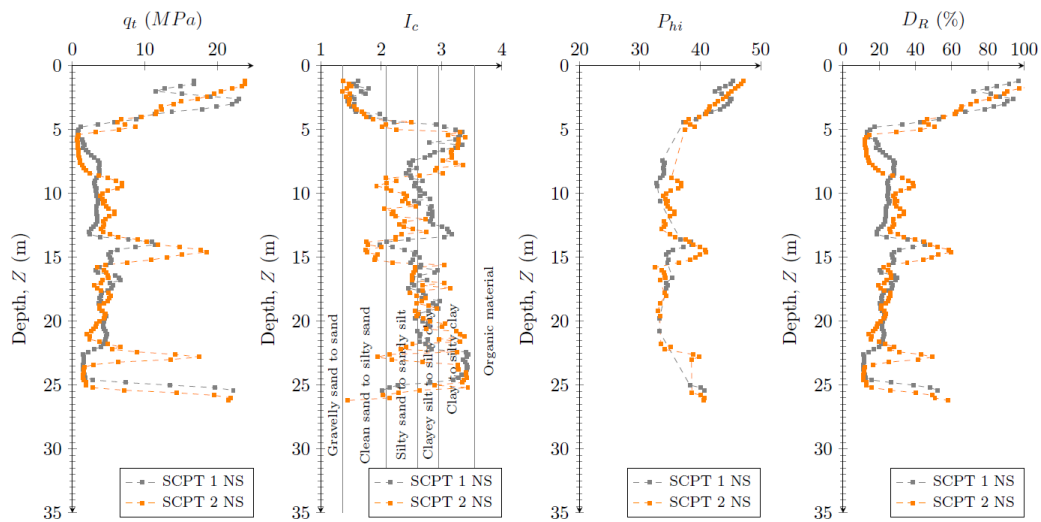


Gráfico 39. Resultados SCPT\_1 NS; SCPT\_2 NS (pretratamiento),  $q_t$ ,  $I_c$ ,  $P_{hi}$ ,  $D_r$ .

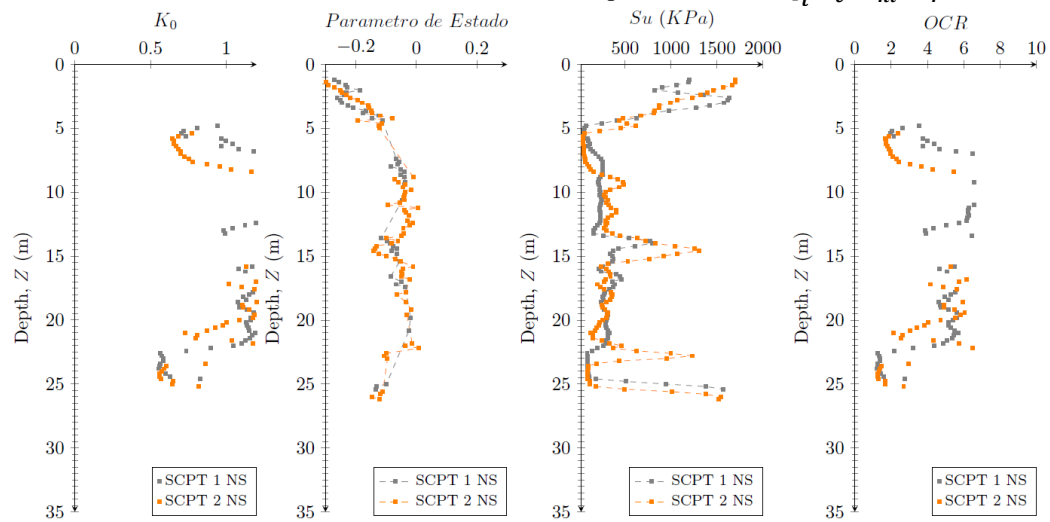


Gráfico 40. Resultados SCPT\_1 NS; SCPT\_2 NS (pretratamiento),  $k_0$ , Parámetro de estado,  $S_u$ , OCR.

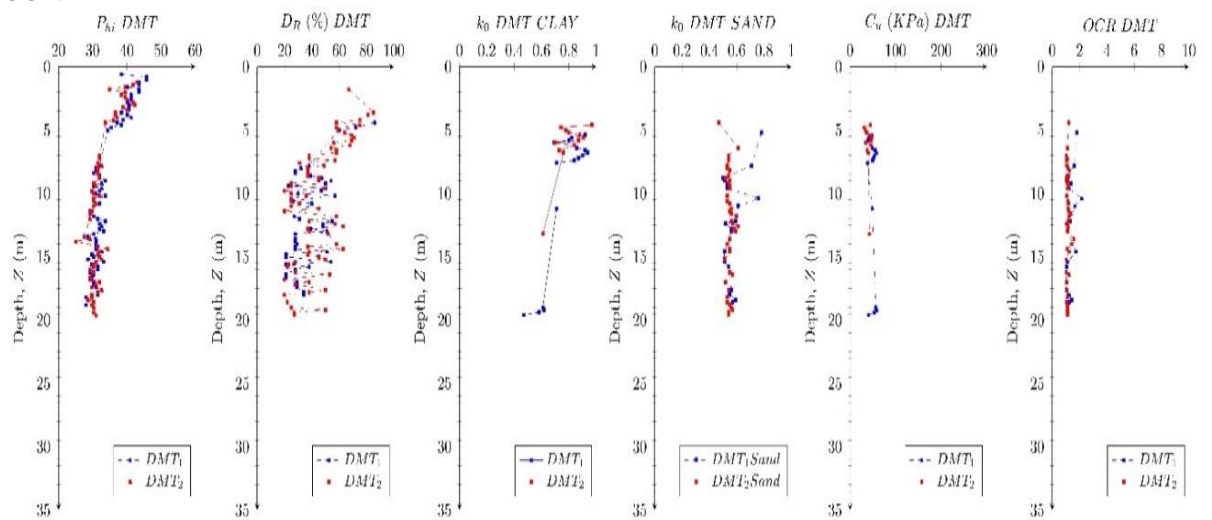


Gráfico 41. Resultados DMT\_1 NS; DMT\_2 NS (pretratamiento)  $P_{hi}$ ,  $D_r$ ,  $k_0$ ,  $C_u$ , OCR.

### 4.2.3 Correlación de phi y el DR

Se determinó que de las correlaciones empleadas para el cálculo del ángulo de fricción de los datos SPT, la de Kulhawy & Mayne (1990<sup>a</sup>) es la que más se acoplaba al comportamiento en relación con los otros ensayos realizados.

Para determinar la densidad relativa, se evaluaron diversas correlaciones disponibles en el ensayo SPT, comparándolas con las obtenidas mediante los ensayos CPT y DMT. Tras este análisis, se encontró que la correlación propuesta por Skempton en 1986 (ecuación Skempton 1986-ec) mostraba el mejor comportamiento, como se observa en el gráfico 42.

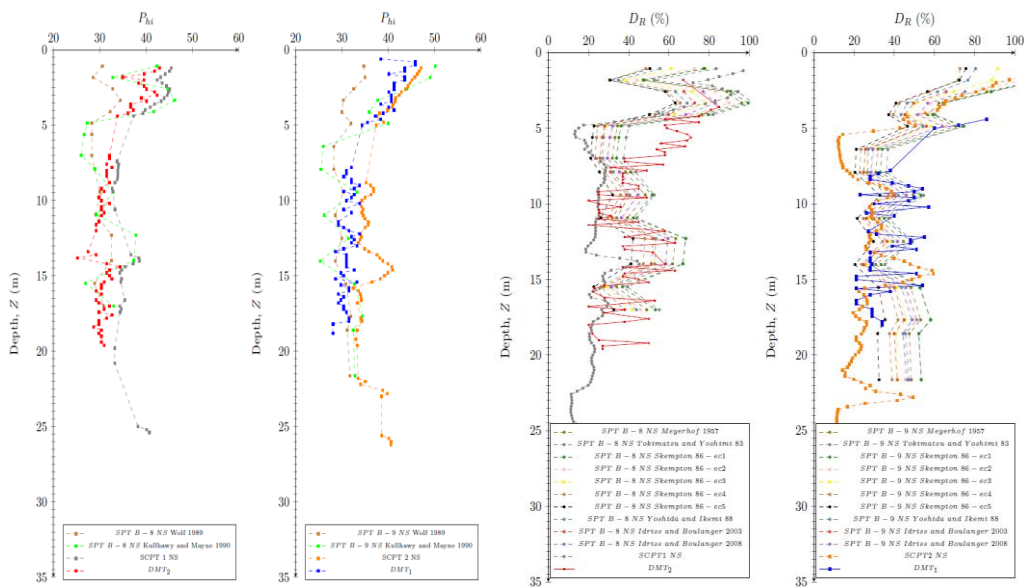


Gráfico 42. Resultados  $P_{hi}$ ,  $D_r$  para los ensayos DMT, SPT Y SCPT NS (pretratamiento)

### 4.2.4 Correlaciones OCR, $K_o$ , $S_u$ y parámetro de estado

El comportamiento de cada uno de los parámetros de suelo representados en la Gráfica 43 y 44, están sujetos a las características de las metodologías empleadas en el levantamiento de datos.

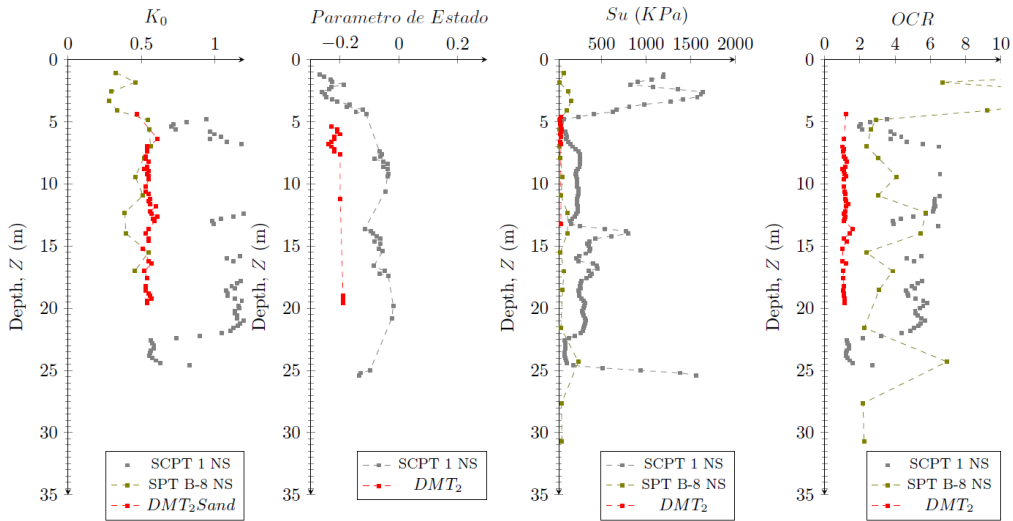


Gráfico 43. Resultados  $k_0$ , parámetro de estado,  $S_u$  y OCR para los ensayos DMT 2\_NS, SPT B-8\_NS Y SCPT 1\_NS (pretratamiento)

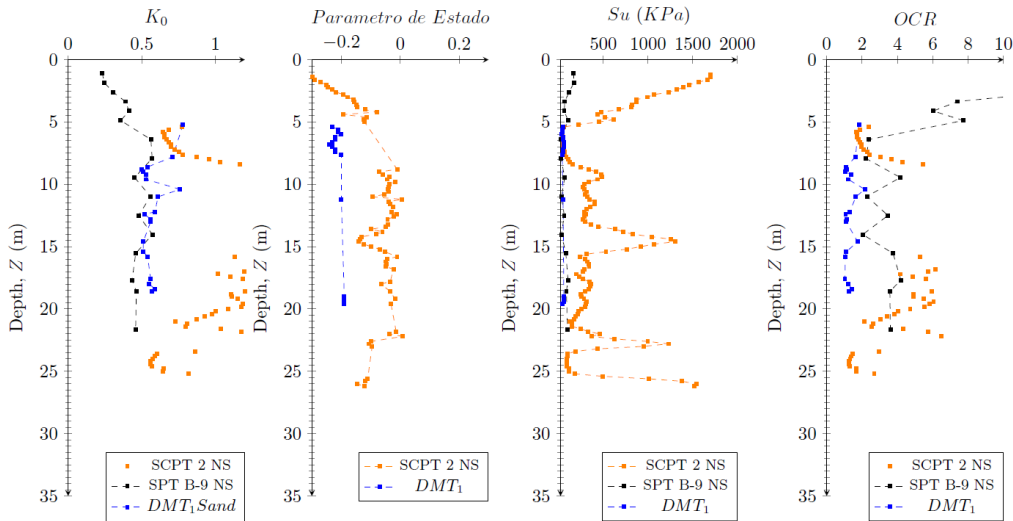


Gráfico 44. Resultados  $k_0$ , parámetro de estado,  $S_u$  y OCR para los ensayos DMT1, SPT B-9\_NS Y SCPT 2\_NS (pretratamiento)

Los resultados muestran que el coeficiente de presión lateral bordea el 0.5 en los diferentes ensayos realizados, mientras que el parámetro de estado se encuentra en índices negativos. Finalmente, el OCR del terreno describe un suelo ligeramente consolidado de acuerdo con los resultados obtenidos.

#### 4.2.6 Análisis del VS

La velocidad de onda de corte o  $V_s$  es obtenida a partir de los ensayos SCPT-1 y SCPT-2, en los cuales se hicieron los análisis sísmicos de la zona de estudio, presentando los valores mostrados en el gráfico 45.

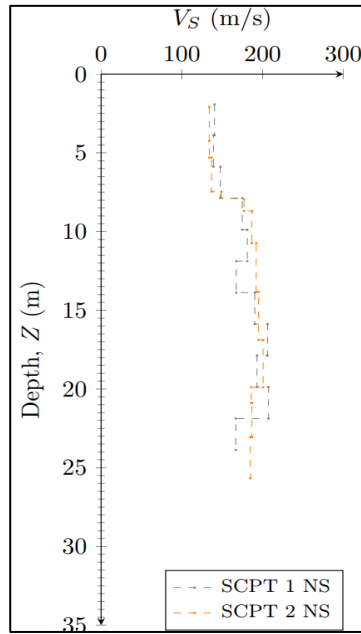


Gráfico 45. Velocidad de onda de corte  $V_s$  a partir del ensayo SCPT (cono piezométrico), SCPT-1\_NS y SCPT-2\_NS en suelos no tratados.

En el análisis de la velocidad de onda de corte del suelo se analizan los resultados obtenidos por las observaciones durante los SCPT, y las correlaciones que se pueden obtener de otros estudios como SPT, CPT y DMT.

Los gráficos 46 y 47, describen las correlaciones empleadas de los diferentes ensayos realizados.

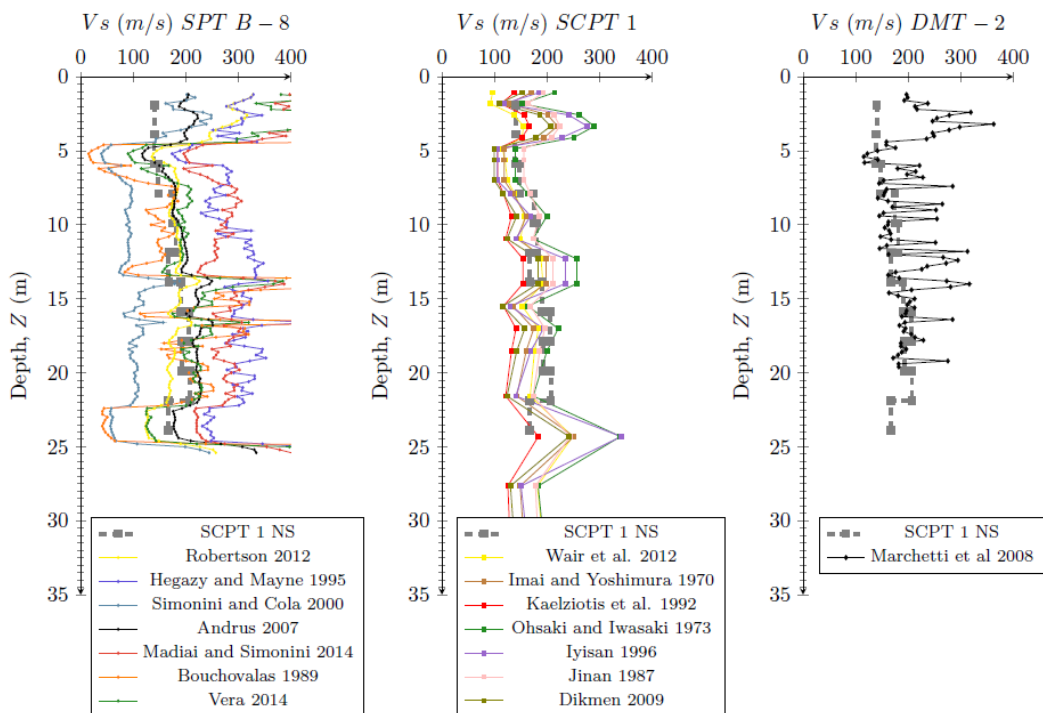


Gráfico 46. Resultados comparativos Velocidad de onda de corte  $V_s$  en correlación con ensayo del DMT 2\_NS, SPT B-8\_NS y SCPT 1\_NS a partir muestras en suelos no tratados

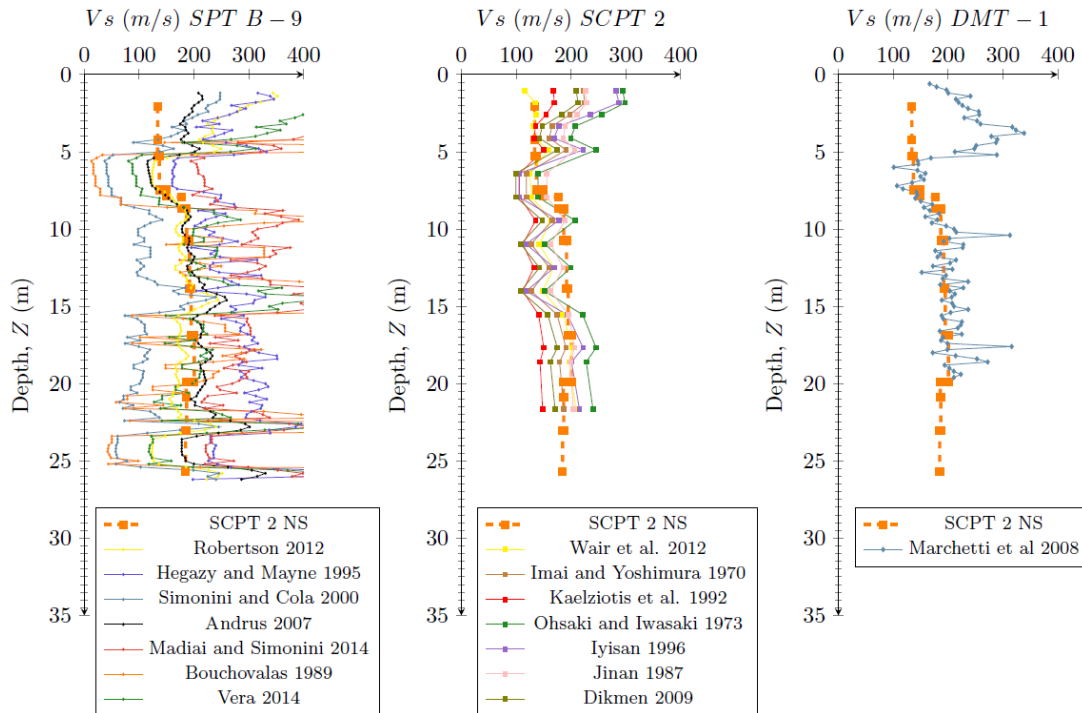


Gráfico 47. Resultados comparativos Velocidad de onda de corte  $V_s$  en correlación con ensayo del DMT 1\_NS, SPT B-9\_NS y SCPT 2\_NS a partir muestras en suelos no tratados.

En los ensayos SPT la correlación que más se acopla al  $V_s$  levantado es la de Robertson (2012), mientras en los ensayos CPT fue la de Wair (2012), oscilando entre los 100 a 200 m/s.

### 4.3. Análisis de los parámetros geotécnicos del suelo tratado

Los parámetros geotécnicos del suelo tratado se determinaron mediante ensayos in situ, DMT y CPT.

En los resultados de los ensayos CPT realizados en el año 2014, se evidencia una leve mejora en los diferentes parámetros geotécnicos evaluados, especialmente entre los seis a diez metros de profundidad donde el suelo mejora en sus propiedades físicas pasando de un limo a una arena más consolidada como se visualiza en el índice de comportamiento del suelo de los gráficos 48 y 50, de igual manera en los gráficos 49 y 51 se evidencia un aumento en la resistencia al corte no drenado en la misma profundidad analizada.

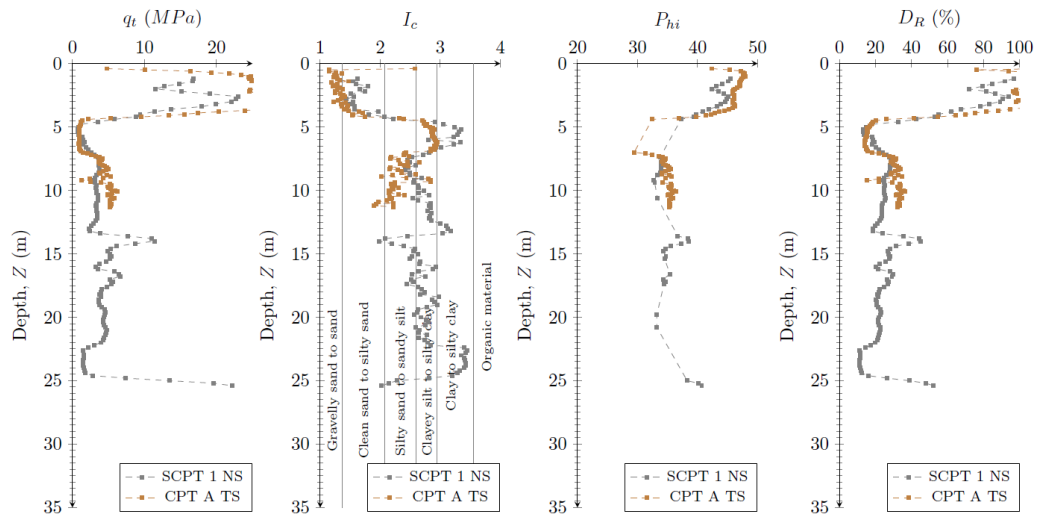


Gráfico 48. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $q_t$ ,  $I_c$ ,  $P_{hi}$  y  $D_R$ ) de los ensayos SCPT 1 NS y CPT A TS

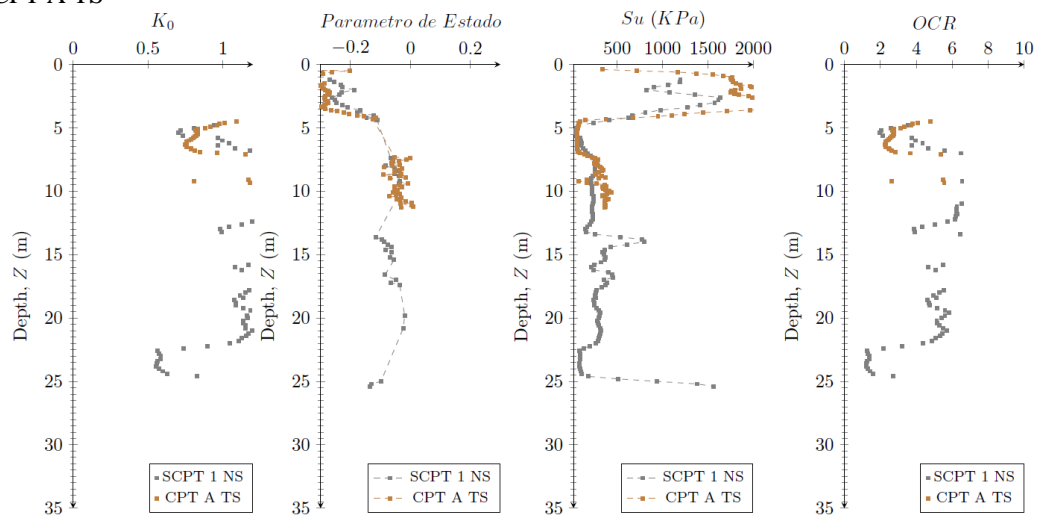


Gráfico 49. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $K_0$ , Parámetro de estado,  $S_u$  y OCR) de los ensayos SCPT 1 NS y CPT A TS

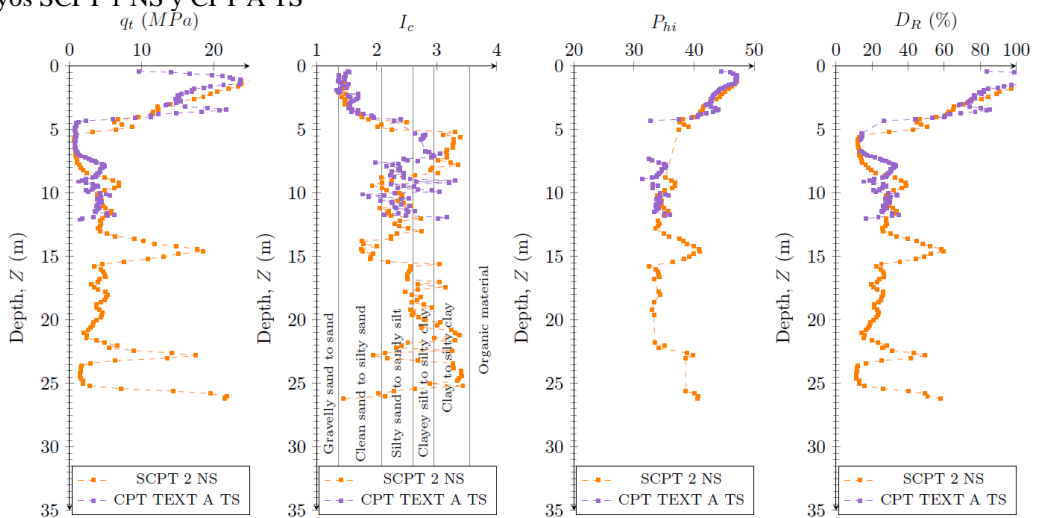


Gráfico 50. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $q_t$ ,  $I_c$ ,  $P_{hi}$  y  $D_R$ ) de los ensayos SCPT 2 NS y CPT TEXT A TS

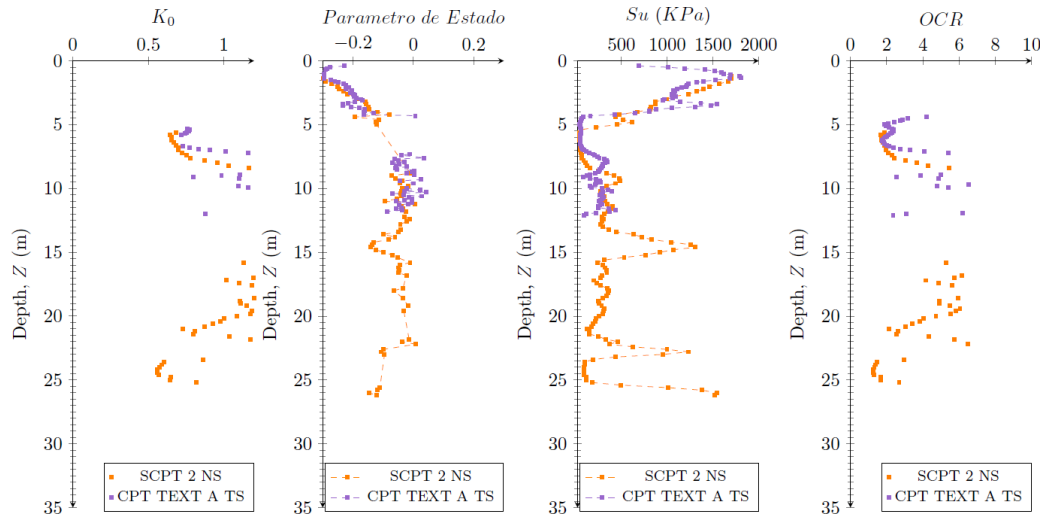


Gráfico 51. Análisis comparativo de parámetros geotécnicos ( $K_0$ , Parámetro de estado,  $S_u$  y OCR) de los ensayos SCPT 2 NS y CPT TEXT A TS

Para el ensayo DMT, se realizaron dos ensayos en el suelo tratado DMT-3\_TS y DMT-4\_TS los cuales se ubican próximos a los ensayos DMT-1\_NS y DMT-2\_NS como se evidencia en la gráfica 23, sin embargo, debido a la información de campo obtenida, se pueden analizar exclusivamente el parámetro  $K_d$  y  $M_{dmt}$  como se muestra en el gráfico 52.

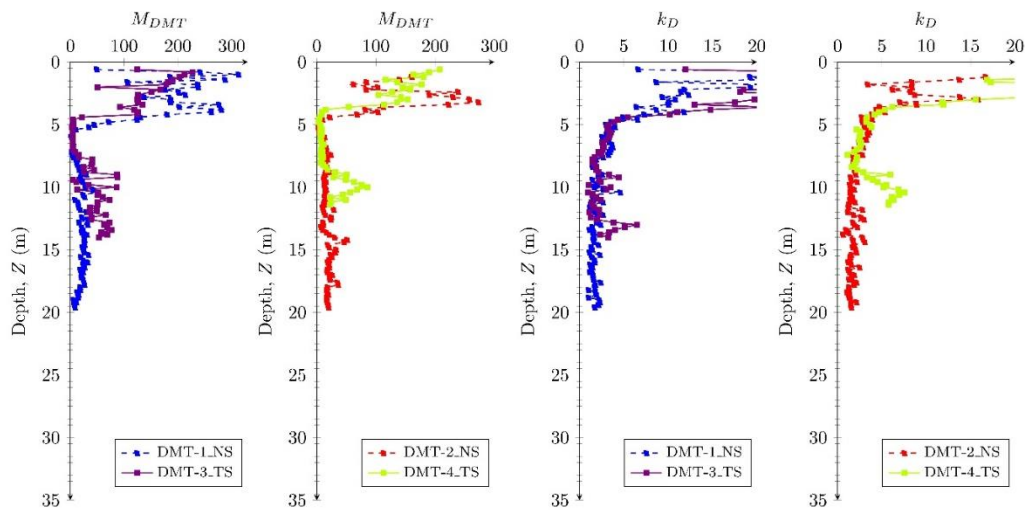


Gráfico 52. Análisis comparativo de parámetros  $K_d$  y  $M_{dmt}$  entre los ensayos de campo DMT-1\_NS, DMT-2\_NS, DMT-3\_TS y DMT-4\_TS.

## 4.4 Licuefacción

### 4.4.1 Análisis de licuefacción y asentamientos del suelo previo al tratamiento geotécnico.

El análisis de licuefacción se realizó a todos los datos levantados independientemente si eran provenientes de ensayos SPT, SCPT o DMT

Los gráficos 53-59 muestran de manera consistente que, independientemente de la metodología empleada, el factor de seguridad en el análisis de licuefacción es inferior a 1. Estos hallazgos denotan un suelo con características deficientes. Que no garantizan la seguridad geotécnica para la construcción del cinema.

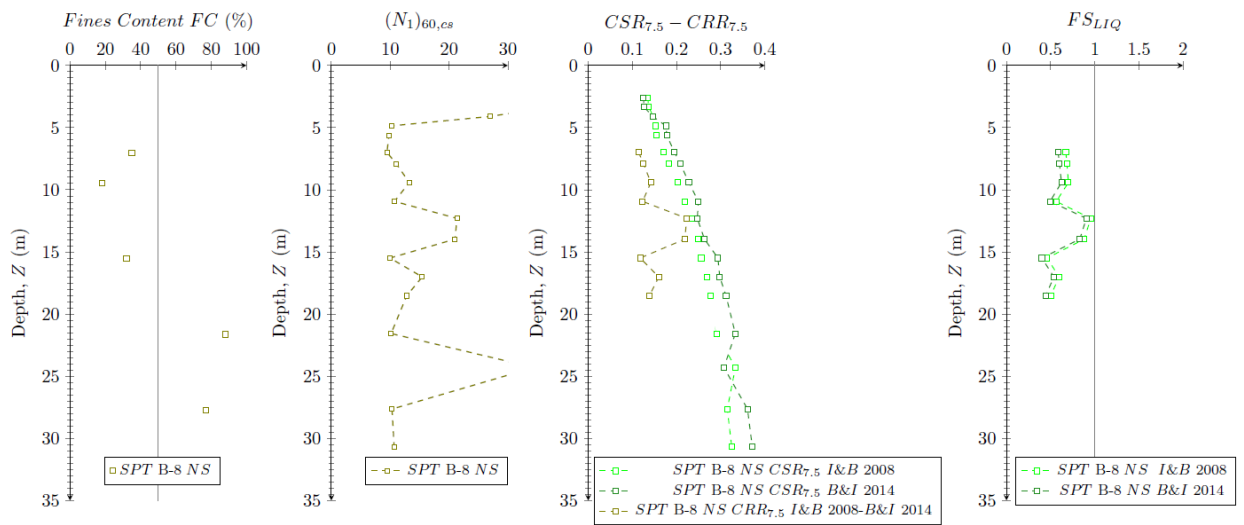


Gráfico 53. Factor de seguridad licuefacción del suelo, contenido de finos  $Fc(\%)$ ,  $(N_1)_{60,cs}$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de SPT con muestra de suelo no tratado NS, SPT B-8.

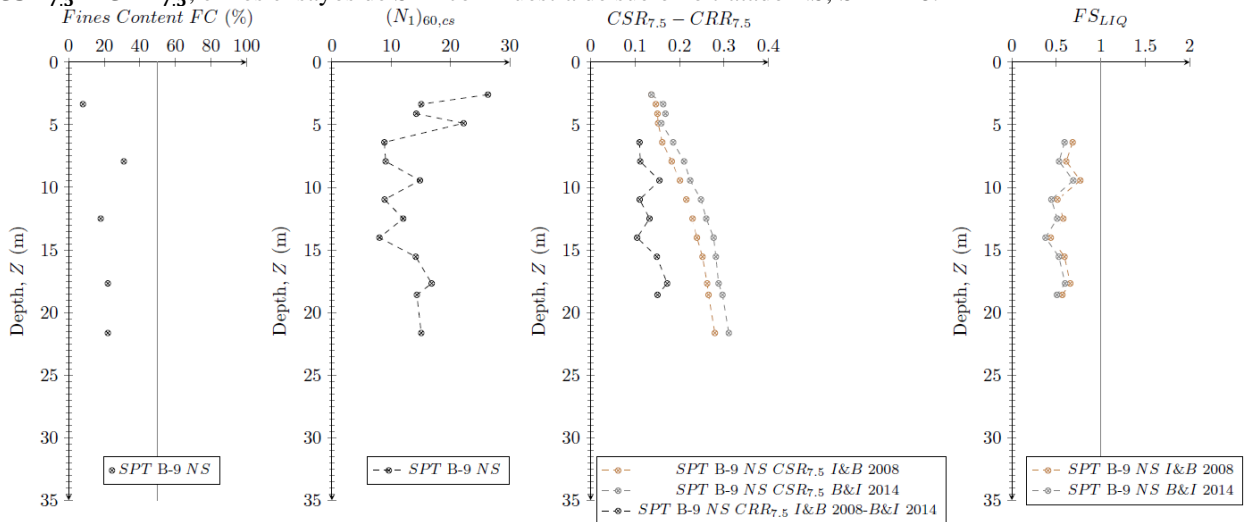


Gráfico 54. Factor de seguridad licuefacción del suelo, contenido de finos  $Fc(\%)$ ,  $(N_1)_{60,cs}$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de SPT con muestra de suelo no tratado NS, SPT B-9.



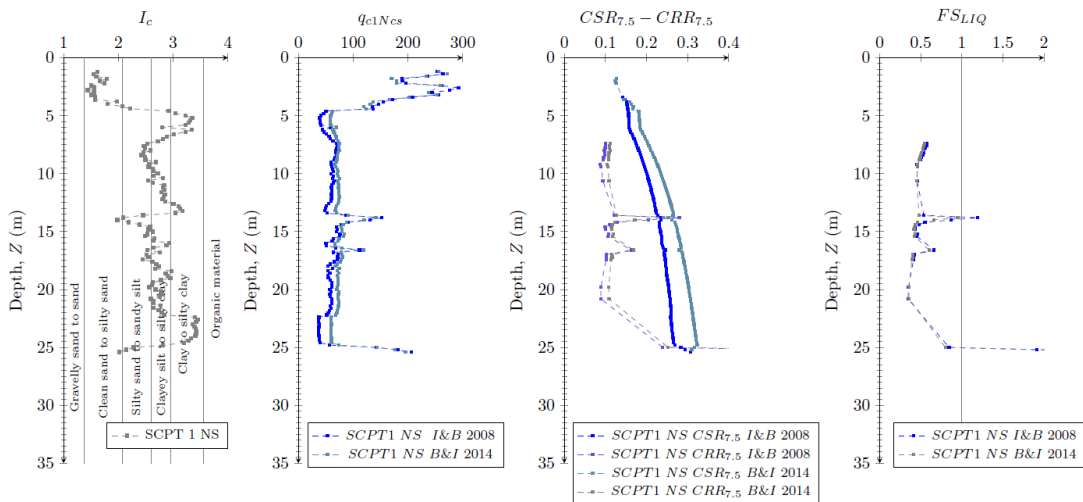


Gráfico 55. Factor de seguridad licuefacción del suelo,  $q_{c1Ncs}$ , índice de comportamiento del suelo  $I_c$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de SCPT con muestra de suelo no tratado NS, SCPT-1\_NS

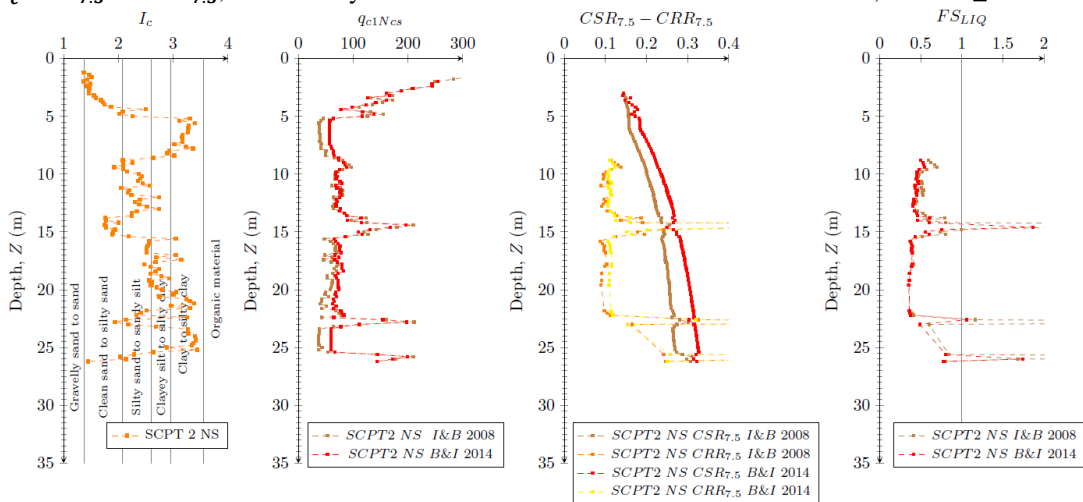


Gráfico 56. Factor de seguridad de licuefacción del suelo,  $q_{c1Ncs}$ , índice de comportamiento del suelo  $I_c$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de SCPT con muestra de suelo no tratado NS, SCPT-2\_NS

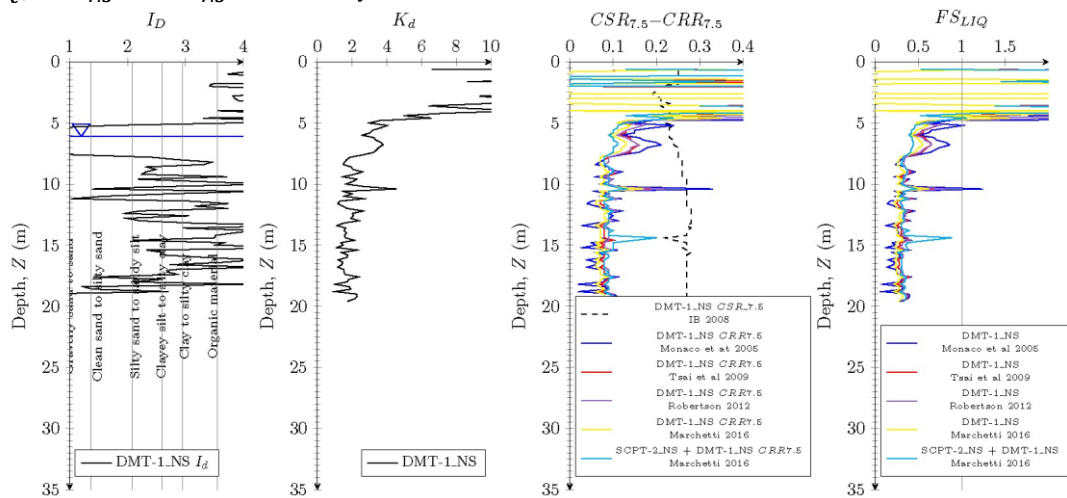


Gráfico 57. Evaluación de licuefacción del suelo,  $K_d$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de DMT con muestra de suelo no tratado NS, DMT-1\_NS (Not treatment soil).

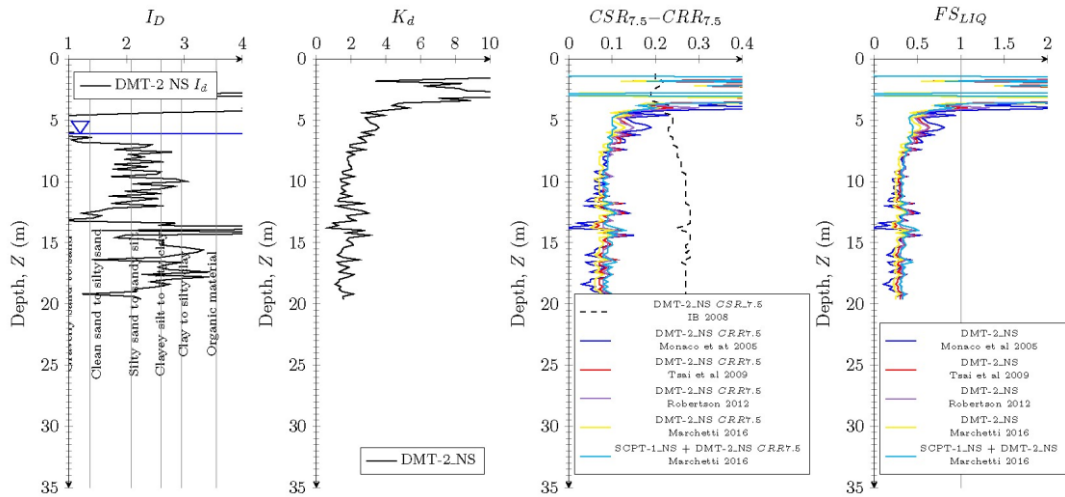
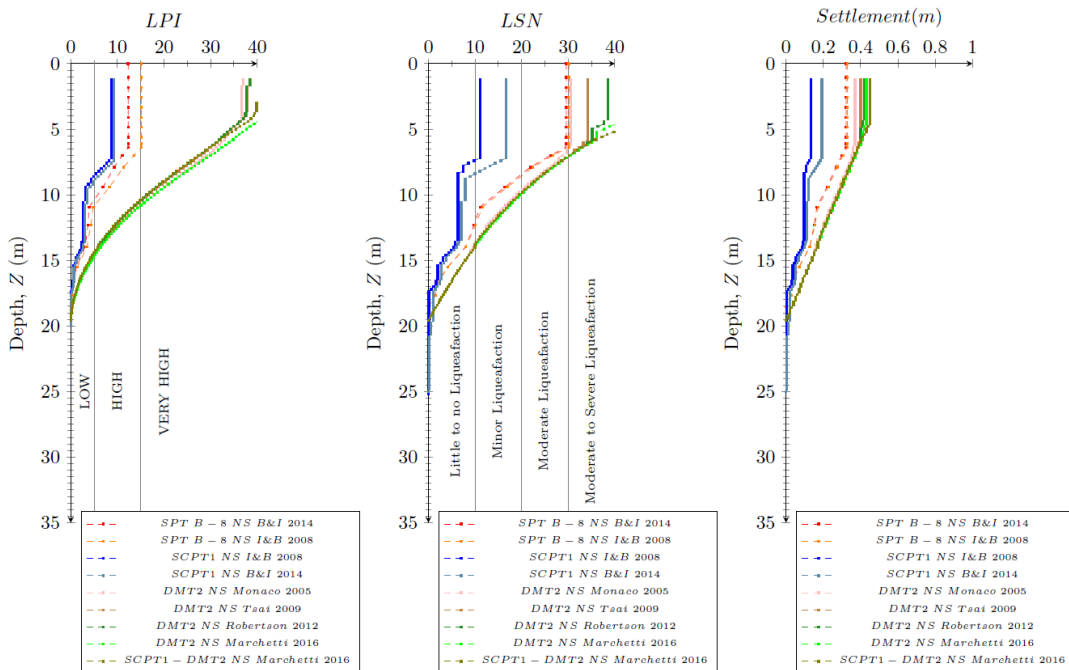


Gráfico 58. Evaluación de licuefacción del suelo,  $K_d$ ,  $CSR_{7.5} - CRR_{7.5}$ , en los ensayos de DMT con muestra de suelo no tratado NS, DMT-2\_NS (Not treatment soil).

Otros parámetros analizados, fueron los índices de probabilidad (LPI) y severidad (LSN) de licuefacción, los cuales como se muestran en el gráfico 59, categorizan la probabilidad de licuefacción entre alta a muy alta, con una severidad que oscila entre moderada a alta.



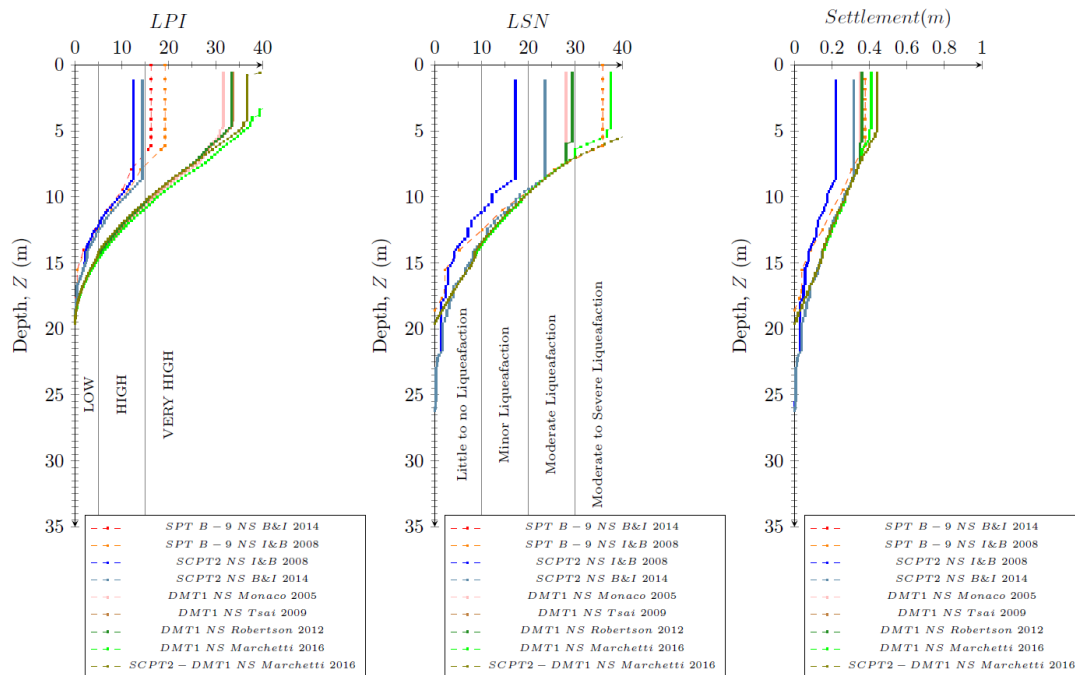


Gráfico 59. Indicadores de vulnerabilidad del suelo: antes (suelo pretratado) para todos los métodos de ensayo in situ realizados.

En el gráfico 59, también se puede evidenciar asentamientos que en función del ensayo y la metodología empleada pueden variar entre los 10 a los 40 cm, siendo este un factor relevante para el tratamiento geotécnico realizado en el año 2014.

#### 4.4.2 Análisis de licuefacción y asentamientos posterior al tratamiento del suelo

Después de realizar el mejoramiento geotécnico con el método de compactación por vibración, se llevaron a cabo tres ensayos CPT y dos ensayos DMT, con la finalidad de determinar el mejoramiento del suelo en función de la licuefacción y de sus asentamientos.

El análisis comparativo de la licuefacción y los asentamientos se presenta en el gráfico 60, donde se observan características similares en los parámetros LPI y LSN, pero una reducción significativa en los asentamientos generados.

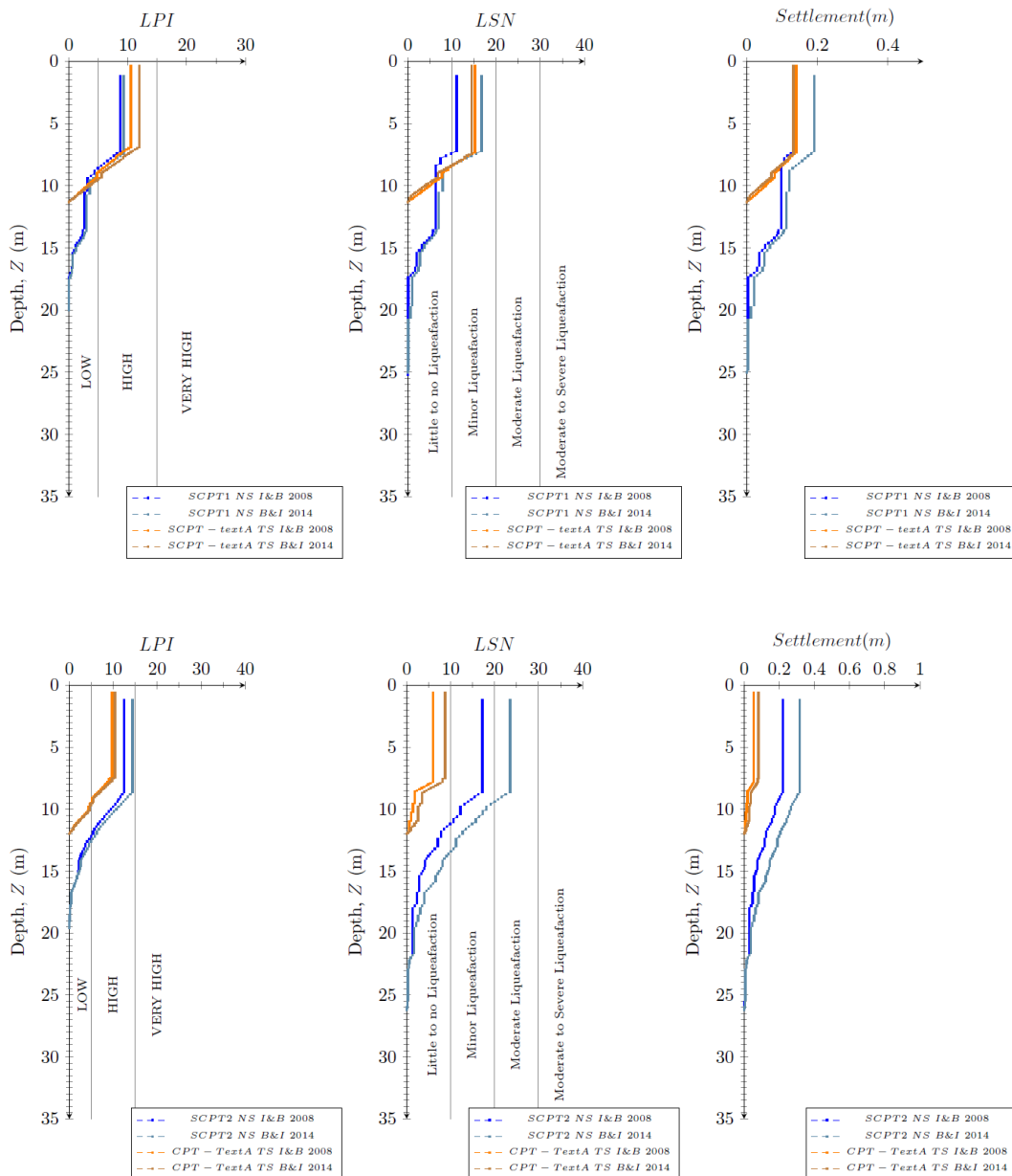


Gráfico 60. Análisis comparativo de índice LPI, LSN y asentamientos.

La reducción de asentamiento posterior al tratamiento geotécnico es considerable, ya que inicialmente estos valores oscilaban entre los 22 a 31.5 cm en el sector del SCPT 2, y se redujeron a intervalos entre los 5.4 a 8.1 cm dependiendo de la metodología de cálculo empleada. De igual manera en el sector del SCPT 1, se determinó una disminución considerable en asentamientos que inicialmente oscilaban entre 13.4 y 19.1 cm, y se disminuyó a intervalos entre 13.2 y 14 cm.

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

- Las propiedades geotécnicas del suelo no tratado correspondientes al año 2013 se determinaron mediante ensayos in situ y de laboratorio, los cuales mostraron similitudes en la mayoría de los parámetros calculados, como: ángulo de fricción, densidad relativa, OCR, resistencia al corte no drenado y el parámetro de estado. Se encontraron discrepancias únicamente en el coeficiente de empuje horizontal, el cual se determinó empleando la fórmula de Marchetti (1980) para el DMT y la de Kulhawy y Mayne (1996) para el CPT, donde los valores del  $K_0$  comenzaron a diferir a partir de la profundidad desde el nivel freático (6.1 m) en adelante.
- Se analizaron los diferentes parámetros geotécnicos en el suelo no tratado, observando un suelo con características arenosas y limosas. Según el análisis realizado, estas propiedades arrojan factores de seguridad de licuefacción inferiores a uno, siendo esto un factor determinante en la resistencia del suelo. Esto motivó las labores de mejora que se realizaron en la zona de estudio en el año 2014.
- Se analizaron los resultados de los ensayos de campo realizados antes y después del tratamiento con columnas de grava. De acuerdo con los análisis efectuados, se pudo constatar en el ensayo DMT que el parámetro de esfuerzo horizontal  $K_d$  presenta un incremento, mientras que el módulo de deformación vertical drenado  $M_{dmt}$  tiende a disminuir. En el ensayo CPT, se observa una tendencia similar a la de los ensayos realizados entre el 2013 y 2014, donde se evidencia una leve mejora en el suelo, especialmente en el parámetro  $I_c$ . Esto indica que el suelo presenta características acordes con la mejora geotécnica realizada.
- En 2013, los datos evidenciaron asentamientos que variaban entre 12 cm y 38 cm, lo que convirtió a la zona de estudio en un área crítica para la implementación de nuevas infraestructuras. Sin embargo, en 2014, tras aplicar un tratamiento de mejora por columnas de grava, se realizaron ensayos in situ, como CPT y DMT, los cuales demostraron una notable mejora en los asentamientos diferenciales del suelo, reduciendo su variación a un rango de 8 a 13 cm. Estos resultados confirman que la mejora geotécnica tuvo el efecto esperado.

## **5.2 Recomendaciones.**

- Se sugiere realizar un análisis exhaustivo de los resultados derivados de este documento de titulación con el objetivo de verificar la efectividad de las labores de mejora geotécnica. Este proceso de evaluación se torna fundamental para asegurar que las intervenciones realizadas hayan logrado su propósito principal.
- Es esencial que, en futuros proyectos de construcción en el Centro Comercial “Three River Mall-Kelson”, se realice un monitoreo continuo de las características geotécnicas del suelo, a través de la implementación periódica de ensayos geotécnicos, incluso durante las fases de post-construcción, para monitorear posibles cambios en las condiciones del suelo.
- Con base en las mejoras observadas después del tratamiento geotécnico en 2014, se recomienda optimizar el diseño de la infraestructura para adaptarse mejor a las condiciones del suelo y minimizar los riesgos de asentamiento.

## CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA

- ASTM. (2011). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. *ASTM Standard Test Method, D1586-11*.
- ASTM, D. 4-0. (2010). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. *D4318-10*.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., & Pasqualini, E. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chambers. *Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering*, 431–446.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., & Lo Presti, D. C. F. (1989). Modulus of sands from CPT's and DMT's. *Congrès International de Mécanique Des Sols et Des Travaux de Fondations*. 12, 165–170.
- Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425–1445.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM.-14, 1*.
- Campanella, R. G., Sully, J. P., & Robertson, P. K. (1989). Interpretation of piezocone soundings in clay—a case history. *Penetration Testing in the UK: Proceedings of the Geotechnology Conference Organized by the Institution of Civil Engineers and Held in Birmingham on 6–8 July 1988*, 203–208.
- Golesorkhi, R. (1989). *Factors Influencing the Computational Determination of Earthquake-Induced Shear Stresses in Sandy Soils*. University of California at Berkeley.
- Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Pubbl. n. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration*.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1), 173–188.

- Iwasaki, T., Tokida, K. I., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., & Sato, H. (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. *Proceedings of the 3rd International Conference on Microzonation, Seattle*, 3(2), 1310–1330.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990a). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca ....
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990b). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca ....
- Lacasse, S., & Lunne, T. (1988). Calibration of dilatometer correlations. *International Symposium on Penetration Testing; ISOPT-1. 1*, 539–548.
- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373–377.
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(3), 299–321.
- Marchetti, S., & Crapps, D. K. (1981). Flat Dilatometer Manual Internal Report of GPE Inc. *Distributed to Purchase of the DMT Equipment*.
- Marchetti, S., Marchetti, D., & Villalobos, F. (2013). El Dilatómetro Sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ. *Obras y Proyectos*, 13, 20–29. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132013000100002>
- Mayne, P. W. (2009). Geoengineering design using the cone penetration test. *ConeTec Inc., Richmond, BC, Canada*.
- Mayne, P. W., & Kemper, J. B. (1988). Profiling OCR in stiff clays by CPT and SPT. *Geotechnical Testing Journal*, 11(2), 139–147.
- Method, S. T. (2015). Astm D2573. *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils, i*.
- Nash, D. F. T., Powell, J. J. M., & Lloyd, I. M. (1992). Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar. *Géotechnique*, 42(2), 163–181.
- Powell, J. J. M., & U. I. M. (1988). “*The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays*” (34; 269-273).



- Powell, J. J. M., & Lunne, T. (2005). Use of CPTU data in clays/fine grained soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 27.
- Reyna, F., & Chameau, J. L. (1991). *Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley*.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158.
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337–1355.
- Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the CPT: an update. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, 2(56), 8.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- Schmertmann, J. H. (1988). *GUIDELINES FOR USING THE CPT, CPTU AND MARCHETTI DMT FOR GEOTECHNICAL DESIGN. VOLUME IV-DMT DESIGN METHODS AND EXAMPLES. FINAL REPORT*.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1249–1273.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425–447.
- Stroud, M. A. (1989). The standard penetration test: its application and interpretation. *Conference on Penetration Testing in the UK, Londres*.
- Tanaka, H., & Tanaka, M. (1998). Characterization of sandy soils using CPT and DMT. *Soils and Foundations*, 38(3), 55–65.
- Tokimatsu, K., & Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content. *Soils and Foundations*, 23(4), 56–74.
- Veen, V. T., & Hannah, L. (2015). *CPT Prediction of Soil Behaviour Type, Liquefaction Potential and Ground Settlement in North-West Christchurch*.
- Vera-Grunauer, X. (2014). *Seismic response of a soft, high plasticity, diatomaceous naturally cemented clay deposit*. University of California, Berkeley.

Zotarelli, L., Dukes, Y., & Morgan, T. (2013). Interpretación del contenido de la humedad del suelo para determinar capacidad de campo y evitar riego excesivo en suelos arenosos utilizando sensores de humedad. *The Institute of Food and Agricultural Sciences (IFAS)*, 2–5.

## CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 15 de abril de 2024, los estudiantes Wilmer Alfredo Catuto Saona y Dilmer Elías Meza Alarcón con números de identificación 2400065948 y 1310850720, respectivamente, de la Cohorte 2, presentaron la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 31 de mayo de 2024, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-012-2024, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, los estudiantes mantuvieron reuniones periódicas con el tutor designado, Davide Besenzon Venegas, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 12 de junio de 2024, los estudiantes presentaron y sustentaron su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Caracterización y mejoramiento del suelo mediante columnas de grava**", realizado por los estudiantes Wilmer Alfredo Catuto Saona y Dilmer Elías Meza Alarcón con números de identificación 2400065948 y 1310850720, respectivamente, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:  
ANDRÉS EDUARDO  
GUZMÁN VELÁSQUEZ

M. Sc. Andrés Eduardo Guzmán Velásquez  
**Coordinador General de Postgrados FICT**