

07-11-2022

Santo Domingo, República Dominicana

Estimados Edesur Dominicana, S.A.

Después de un cordial saludo, tenemos a bien remitirle los resultados del estudio geotécnico, realizado por el Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas, en donde se proyecta construir el proyecto “**Subestación Engombe-Manoguayabo**”, el cual está localizado en la prolongación Avenida 27 de febrero #498, Santo Domingo Oeste (F274+X2R Hato Nuevo), República Dominicana.

Sin más por el momento, se despide



---

Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas

jaruselskyperezc@gmail.com

# **ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA SUBESTACIÓN ENGOMBE- MANOGUYABO**

**Santo Domingo Oeste, República Dominicana**

Referencia	50065
Cliente	EDESUR Dominicana
Fecha	16/11/2022

**Preparado por: Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas  
Codia: 26626**



**Ing. Julio Mondaray  
Codia: 41590**



## Índice general

<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS</b> .....	7
<b>2. ALCANCE Y METODOLOGÍA</b> .....	8
<b>2.1 Trabajos de campo y ensayos realizados</b> .....	8
<b>2.1.1 Trabajos de campo</b> .....	8
<b>3. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO</b> .....	10
<b>3.1 Detalles de la Edificación por realizar</b> .....	10
<b>3.2 Detalles de las estructuras adyacentes o colindantes</b> .....	12
<b>3.3 Topografía: Referencias Altimétricas y Planimetrías del solar del proyecto. Curvas de Nivel del solar.</b> .....	12
<b>3.4 Localización y Ubicación del proyecto</b> .....	13
<b>3.5 Ubicación de los Sondeos</b> .....	13
3.5.1.1 Sondeo 1 .....	15
3.5.1.2 Sondeo 2 .....	15
3.5.1.3 Sondeo 3 .....	15
3.5.1.4 Sondeo 4 .....	16
3.5.1.5 Sondeo 5 .....	16
3.5.1.6 Sondeo 6 .....	16
3.5.1.7 Sondeo 7 .....	16
3.5.1.8 Sondeo 8 .....	17
3.5.1.9 Sondeo 9 .....	17
3.5.1.10 Sondeo 10 .....	17
3.5.1.11 Sondeo 11 .....	18
3.5.1.12 Sondeo 12 .....	18
<b>3.6 Climatología: General y Local</b> .....	31
<b>3.7 Nivel freático e Hidrología e Hidrogeología: General y Local</b> .....	33
<b>3.8 Geomorfología: Regional y Local</b> .....	35
<b>3.9 Geología: Regional y Local</b> .....	35
<b>3.10 Aspectos Sísmicos</b> .....	36
<b>3.10.1 Campo Cercano</b> .....	38
<b>4. DESCRIPCIÓN PROCEDIMENTAL Y RESULTADOS</b> .....	41
<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	45

<b>ANEXO I. Fichas Técnicas del Proyecto Subestación Engombe-Manogwayabo .....</b>	<b>47</b>
<b>ANEXO II. Ensayos de laboratorio a muestras tomadas en campo .....</b>	<b>60</b>
<b>ANEXO III. Determinación de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales (Memoria de Cálculo) .....</b>	<b>70</b>
<b>ANEXO IV. Estudio de Clasificación Sísmica del Suelo (Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) .....</b>	<b>89</b>
<b>ANEXO V. Estudio de Resistividad Eléctrica .....</b>	<b>105</b>
<b>ANEXO VI. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXO VII. JUSTIFICACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA MEJORAMIENTO .....</b>	<b>123</b>
<b>ANEXO VIII. Reporte fotográfico Proyecto Subestación Engombe-Manogwayabo .....</b>	<b>129</b>
<b>a. Sondeos.....</b>	<b>130</b>
<b>Sondeo 1 .....</b>	<b>130</b>
<b>Sondeo 2 .....</b>	<b>131</b>
<b>Sondeo 3 .....</b>	<b>132</b>
<b>Sondeo 4 .....</b>	<b>133</b>
<b>Sondeo 5 .....</b>	<b>134</b>
<b>Sondeo 6 .....</b>	<b>135</b>
<b>Sondeo 7 .....</b>	<b>136</b>
<b>Sondeo 8 .....</b>	<b>137</b>
<b>Sondeo 9 .....</b>	<b>138</b>
<b>Sondeo 10 .....</b>	<b>139</b>
<b>Sondeo 11 .....</b>	<b>140</b>
<b>Sondeo 12 .....</b>	<b>141</b>
<b>ANEXO IX. Perfiles Estratigráficos del Proyecto Engombe-Manogwayabo.....</b>	<b>142</b>

## Índice de Figuras

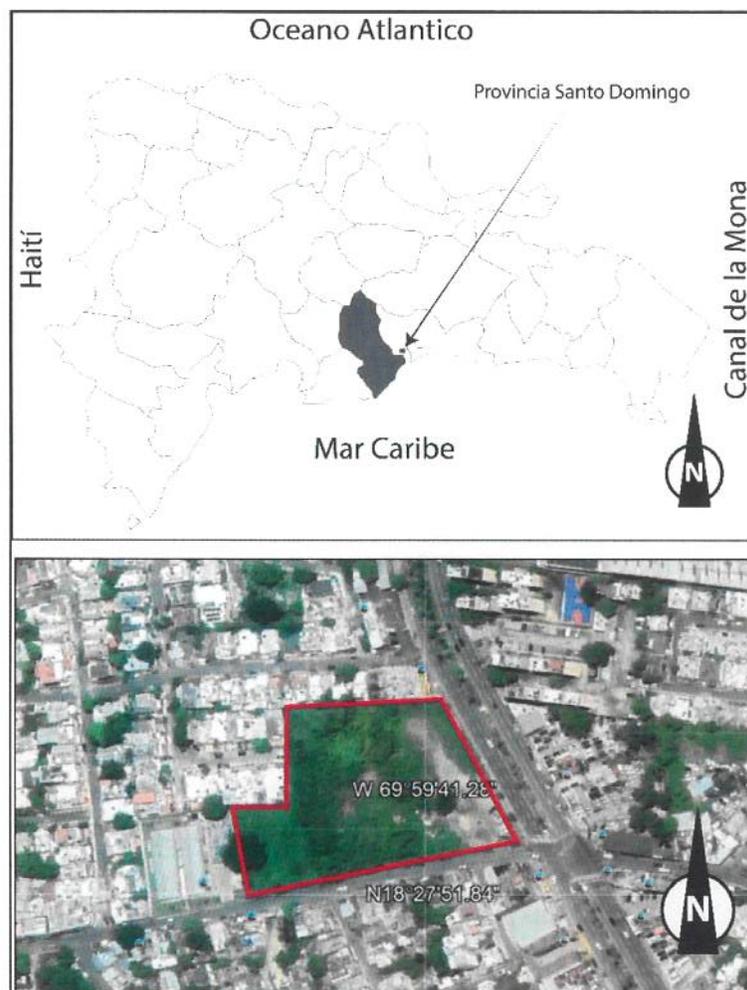
<b>Figura 1. Ubicación del proyecto Subestación Engombe- Manoguayabo- República Dominicana .....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 2. Estructura proyectada que será levantada en la zona de estudio. Tomada del plano arquitectónico.....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 3. Edificaciones adyacentes a la zona objeto de estudio. (a) L&amp;R Comercial, (b)límite Este (Avenida Prolongación 27 de febrero) y (c) límite Sur (Avenida México) .....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 4. Perfiles para definir la altimetría y clasificación topográfica de la zona de estudio.....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 5. Topografía planimétrica y altimétrica de la zona de estudio.....</b>	<b>13</b>
<b>Figura 6. Ubicación de Puntos de Exploración: Sondeos .....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 7. Temperaturas máximas y mínimas en Santo Domingo tomada de NCDC. .</b>	<b>32</b>
<b>Figura 8. Precipitación Anual en Santo Domingo tomada de NCDC.....</b>	<b>32</b>
<b>Figura 9. Ubicación del arroyo Juan Guzmán (Guajimía), y en amarillo la Fm Yanigua según IGME-BRGM-INYPSA (2010).....</b>	<b>34</b>
<b>Figura 10. Esquema geológico de las plataformas plio-cuaternarias del sector oriental de Rep. Dom. Tomada memoria geológica 6271-III (2010).....</b>	<b>36</b>
<b>Figura 11. Principales fallas sísmicas isla La Hispaniola (Tomada de Llanes &amp; Granja, 2011). .....</b>	<b>37</b>
<b>Figura 12. Mapa de gradiente vertical refleja el sector nororiental la prolongación de la Zona de Falla de La Española (Tomada de IGME-BRGM-INYPSA (2010), Ayala et. al).....</b>	<b>37</b>
<b>Figura 13. Mapa de zonación Sísmica. Tomado del R001(2011) .....</b>	<b>38</b>
<b>Figura 14. Mapa de campo cercano. Tomado del R001.....</b>	<b>39</b>
<b>Figura 15. Potencial Licuable en correlación con el PGA y la Vs. Tomado de Youd e Idriss, (1997). .....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 16. Potencial Licuable en correlación con el PGA y la Vs. Tomado de Holzer et al., 1988 .....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 17. Determinación de asentamientos .....</b>	<b>43</b>

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1. Presentación de las coordenadas geográficas y la profundidad de los sondeos</b>	14
<b>Tabla 2. Características geomecánicas del sondeo 1</b>	19
<b>Tabla 3. Características geomecánicas del sondeo 2</b>	20
<b>Tabla 4. Características geomecánicas del sondeo 3</b>	21
<b>Tabla 5. Características geomecánicas del sondeo 4</b>	22
<b>Tabla 6. Características geomecánicas del sondeo 5</b>	23
<b>Tabla 7. Características geomecánicas del sondeo 6</b>	24
<b>Tabla 8. Características geomecánicas del sondeo 7</b>	25
<b>Tabla 9. Características geomecánicas del sondeo 8</b>	26
<b>Tabla 10. Características geomecánicas del sondeo 9</b>	27
<b>Tabla 11. Características geomecánicas del sondeo 10</b>	28
<b>Tabla 12. Características geomecánicas del sondeo 11</b>	29
<b>Tabla 13. Características geomecánicas del sondeo 12</b>	30
<b>Tabla 14. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 1</b>	31
<b>Tabla 15. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 2</b>	31
<b>Tabla 16. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 3</b>	31
<b>Tabla 17. Cuadro-resumen de la unidad correspondiente a la zona de estudio.</b>	33
<b>Tabla 18. Composición geológica de la República Dominicana</b>	36
<b>Tabla 19. Valores de la aceleración espectral de referencia <math>S_s</math> y <math>S_1</math></b>	38
<b>Tabla 20. Relación entre <math>N_{spt}</math>, el ángulo de fricción (<math>\phi</math>) y el módulo de rigidez (E). Tomada de Crespo-Villalaz (2004).</b>	42
<b>Tabla 21. Propiedades (Módulo de Young y Relación de Poisson) para suelos.</b>	42
<b>Tabla 22. Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos.</b>	43
<b>Tabla 23. Resumen de tipos de Capacidad soporte vs. las propiedades del suelo</b>	44

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Por petición de EDESUR Dominicana S.A, se ha realizado el presente informe geotécnico, cuyo objetivo es determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos para propósitos de cimentación del proyecto “Subestación Engombe-Manoguayabo”, el cual se encuentra ubicado en el punto de coordenadas geográficas  $18^{\circ}27'54.0''N$   $69^{\circ}59'41.9''W$ . Este solar tiene un área aproximada  $12,000\text{ m}^2$  y se encuentra ubicado en la prolongación Avenida 27 de febrero #498, Santo Domingo Oeste (F274+X2R Hato Nuevo), República Dominicana. En cuanto a los límites del emplazamiento, el mismo limita al Norte con L&R Comercial, al Sur se encuentra la Avenida México, al Este limita con la prolongación 27 de febrero, y al Oeste se encuentra la Iglesia De Jesucristo De Los Santos De Los Últimos Días (Estaca Las Caobas).



*Figura 1. Ubicación del proyecto Subestación Engombe- Manoguayabo- República Dominicana*

## **2. ALCANCE Y METODOLOGÍA**

Este informe geotécnico se ha estructurado siguiendo las pautas y procedimientos que se describen a continuación: inicia con una introducción en donde se destacan la ubicación y las características del proyecto. Además, se describen los trabajos y ensayos realizados, indicando las normativas internacionales y locales que fueron utilizadas. Por otra parte, se presentan las características del proyecto, en donde se destacan la descripción de las propiedades geológicas y geotécnicas del subsuelo objeto de estudio, así como la climatología, hidrología y geomorfología del emplazamiento. De igual forma, se presentan las recomendaciones para la construcción de la cimentación del proyecto y las conclusiones más importantes. Finalmente, se muestran las fichas técnicas y los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras tomadas durante los trabajos de campo (Anexo I y Anexo II), también se incluyen la memoria de cálculo, en donde se describe paso a paso el procedimiento para determinar la capacidad portante del suelo, el módulo de reacción y los asentamientos máximos de las cimentaciones superficiales (Anexo III), la clasificación sísmica del emplazamiento (Anexo IV) y los ensayos de resistividad eléctrica y Georradar llevados a cabo para la detección de cavernas (Anexo V y Anexo VI), el análisis de licuefacción de suelos (Anexo VII), la justificación de los parámetros geotécnicos propuestos para mejoramiento (Anexo VIII), la memoria fotográfica de los trabajos realizados en campo (Anexo IX) y finalmente los perfiles estratigráficos del subsuelo (Anexo X).

### **2.1 Trabajos de campo y ensayos realizados**

La investigación que se ha llevado a cabo para la confección del presente informe geotécnico ha consistido en la realización de trabajos de campo, los cuales se pasan a describir a continuación.

#### **2.1.1 Trabajos de campo**

Estos trabajos han consistido en el reconocimiento de la naturaleza y características del subsuelo. Esto se ha realizado mediante la perforación de 12 sondeos para obtener datos in situ sobre la litología y la capacidad portante del terreno. Así mismo, estos datos se han contrastado con la interpretación de los cortes y propiedades de los materiales reflejados en la Hoja Geológica de Santo Domingo proporcionada por IGME-BRGM-INYPSA (2010).

##### **-Sondeo ejecutado a percusión**

El ensayo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) se llevó a cabo según la norma ASTM-D-1586, haciendo penetrar en el suelo un tomamuestras tubular de acero (toma muestras tipo partido), con 51 mm de diámetro exterior y 35 mm de diámetro interior, mediante el golpeo de una maza de 63.5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm. El valor del ensayo se obtuvo a partir de los golpes efectuados para hincar tres tramos de 0.15 m. Para reducir posibles alteraciones del terreno durante la maniobra únicamente se consideraron la suma de los dos últimos tramos (golpeo N). Si el valor obtenido en alguno

de los tramos es superior a 50 golpes se considera que se ha alcanzado rechazo (R). Al extraer la cuchara tomamuestras se obtienen muestras del suelo ensayado que conservan la naturaleza (incluida la humedad) pero no la estructura del suelo. Dichas muestras se utilizaron para realizar los ensayos de laboratorio.

### **-Sondeo ejecutado a rotación**

Los sondeos a rotación se llevaron a cabo según la norma ASTM D-2113, y consistió en la ejecución de una perforación mediante el avance por rotación de una corona circular hueca, unida a una batería igualmente hueca, en cuyo interior se aloja el testigo o las muestras granulares. La perforación se interrumpe periódicamente para realizar la toma de muestras específicas. Este tipo de sondeo a rotación se realiza con extracción de testigo continuo mediante la máquina perforadora montada sobre unas ruedas. Se utilizaron baterías sencillas de diámetros de 63.5 mm; la longitud del varillaje fue de 1.5 m.

Una vez extraído los testigos del tubo del sondeo, se saca y se coloca en una caja preparada para tal efecto, disponiendo separadores entre las diferentes maniobras realizadas e identificando el sondeo y profundidad.

### **-Ensayos de laboratorio**

La preparación de las muestras para llevar a cabo los ensayos de suelos en el laboratorio se realizó conforme a las normativas ASTM D-6913, ASTM D-4318; D-4319 y ASTM D-2216. Con el fin de determinar las características y parámetros del suelo se llevaron a cabo una serie de ensayos de laboratorio descritos a continuación.

### **-Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-6913)**

A partir de este ensayo se cuantifican los diferentes tamaños de partículas del suelo, así como la distribución en tamaños. Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por un conjunto de tamices apilados, con tamaño de malla decreciente hacia abajo, hasta un tamaño de apertura de 0,075 mm, obteniéndose el peso retenido en cada uno de ellos. Los resultados se expresan en tanto por ciento (en peso) que pasa por cada tamiz y se representa en una curva granulométrica. La denominación de los diferentes tamaños de las partículas se efectúa mediante diversas clasificaciones.

Se consideran gravas a aquellas partículas mayores de 4.75 mm; arenas cuando los tamaños se sitúan entre 4.75 y 0,075 mm; y finos (limos y arcillas) los que tienen tamaños menores que 0,075 mm.

### **-Límites de Atterberg (ASTM D-4318; D-4319)**

Se calcula el límite líquido y el límite plástico de un suelo, así como su índice de plasticidad caracterizando el comportamiento plástico del suelo. Los valores de los límites de Atterberg definen la frontera entre los estados semisólido-plástico (límite plástico) y plástico-semilíquido (límite líquido) de un suelo arcilloso. Estos valores se expresan como

cantidad de humedad necesaria para que se verifiquen determinadas condiciones normalizadas en los ensayos correspondientes.

El límite líquido se determina conforme a la norma ASTM D-4318 (determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande). Se amasa la fracción de suelo inferior a 0,4 mm con agua, se coloca en la cuchara de Casagrande y con un acanalador se realiza un surco, mediante una manivela se levanta y cae la cuchara con una cadencia determinada, si las paredes del surco se unen en una longitud de unos 12 mm, con 25 vueltas de manivela, el suelo tiene el contenido en humedad correspondiente al límite líquido.

El límite plástico se determina conforme a la norma ASTM D-4319. Consiste en formar elipsoides con una masa de suelo, entre la palma de la mano y una superficie que no absorba mucha humedad, hasta llegar a una humedad tal que se pueda conseguir trozos de unos 6 mm de longitud y un diámetro de 3 mm, coincidiendo con el inicio del cuarteamiento del suelo, teniendo en ese momento el contenido en humedad correspondiente al límite plástico.

El índice de plasticidad corresponde al intervalo de humedades comprendido entre el límite líquido y el límite plástico. A partir de los ensayos de granulometría y de los ensayos para determinar los límites de Atterberg se identifican las muestras según las clasificaciones USCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (ASTM- D-2287-90).

#### **-Contenido de Agua (Humedad) (ASTM D-2216)**

El contenido de agua o humedad de un suelo es la relación entre el peso del agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele representarse en porcentaje. Esta propiedad física es de sencilla obtención y de una gran utilidad, pues la resistencia y el comportamiento de los suelos ligados a la construcción están regido, en gran parte, por la cantidad de agua que contienen.

### **3. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO**

#### **3.1 Detalles de la Edificación por realizar**

Las obras a construirse estarán conformadas por las siguientes:

##### **a. Edificio para celda de media tensión (MT)**

El área perimetral del edificio de celdas MT será de 135 m<sup>2</sup> y los equipos para instalar dentro de la caseta serán:

- 19 celdas MT(1560 kg cada celda), para un total de 29,640 kg

##### **b. Edificio de mando y control**

El área perimetral del edificio de control será de 65 m<sup>2</sup> y los equipos para instalar dentro de la caseta serán:

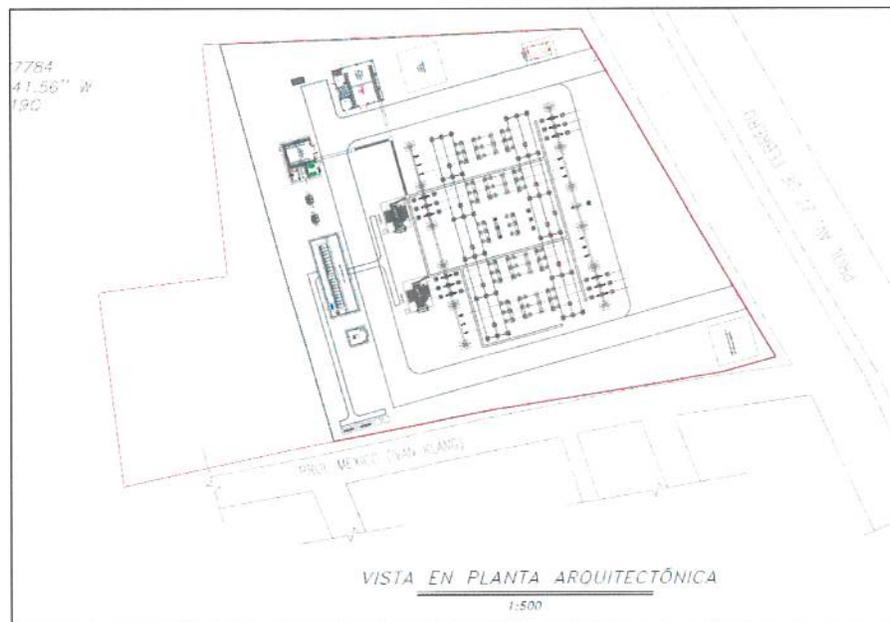
- 7 gabinetes de mando, control y alimentación, (cada gabinete de 220 kg) con un peso total de 1,540 kg.
- 2 transformadores Tipo Seco 12.5 kV/120-208 V con peso aproximado de 750 kg cada uno
- Cuarto de baterías

**c. Verja perimetral**

Está conformada por zapata corrida, Muros de Bloques de Hormigón, con columnas de H.A C/3.00 m. y Viga de Amarre H.A., Muro de H.A. y de contención si la condición del terreno así lo requiere.

**d. Área de Aparellaje Eléctrico**

- Base de H.A., para transformador de potencia, 2 en total. El peso del equipo a instalar es de 87,400 kg.
- Cimentación de H.A., para banco de condensadores. Peso del equipos 3,000 kg.
- Cimentación de H.A., de pórticos para juego de barra A.T
- Cimentación de H.A., para seleccionadores de A.T. peso del equipo 951 kg.
- Cimentación de H.A., para interruptor de A.T. peso del equipo 1,400 kg
- Cimentación de H.A., para transformador TWACS. Peso del equipo 3,250 kg
- Cimentación de H.A., para transformadores de intensidad
- Cimentación de H.A., para transformadores de tensión
- Registros de bloques de hormigón
- Muro corta Fuego de H.A.
- Acceso Vehicular



**Figura 2. Estructura proyectada que será levantada en la zona de estudio. Tomada del plano arquitectónico.**

### 3.2 Detalles de las estructuras adyacentes o colindantes

El terreno en estudio tiene una edificación de tres niveles en su límite Norte (Figura 3). En cuanto a sus límites Sur y Este limita con las Avenida México y Prolongación 27 de febrero respectivamente, finalmente en su límite Oeste se encuentra la Iglesia De Jesucristo De Los Santos De Los Últimos Días. De todas maneras, para todos los casos, no se compromete ni la estabilidad ni la capacidad soporte del terreno de edificaciones y estructuras colindantes siempre y cuando se respeten los linderos previamente definidos en el plano arquitectónico y por las autoridades del ayuntamiento.



*Figura 3. Edificaciones adyacentes a la zona objeto de estudio. (a) L&R Comercial, (b) límite Este (Avenida Prolongación 27 de febrero) y (c) límite Sur (Avenida México)*

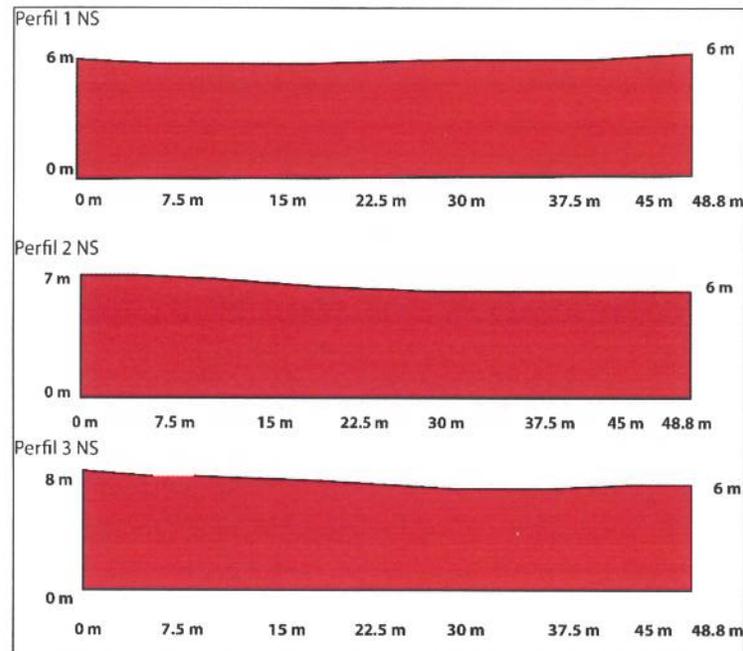
### 3.3 Topografía: Referencias Altimétricas y Planimetrías del solar del proyecto. Curvas de Nivel del solar.

Las curvas de nivel del solar que se muestran en la figura 4 fueron determinadas de manera preliminar mediante las cartas topográficas escala 1:50000 desarrolladas en el proyecto Sysmin II de IGME-BRGM-INYPSA (2010).



*Figura 4. Perfiles para definir la altimetría y clasificación topográfica de la zona de estudio.*

Para la identificación de la altura se utilizaron aplicaciones de información global con la que fue posible trazar 6 perfiles topográficos en el emplazamiento estudiado, lo que permitió identificar que la zona presenta un desnivel máximo de 1.5 m, con una pendiente comprendida entre 1% y 4%, y que pudiese clasificarse como una zona llana. De todas maneras, se recomienda realizar un levantamiento topográfico con equipos de alta precisión como GPS diferencial.



*Figura 5. Topografía planimétrica y altimétrica de la zona de estudio.*

### 3.4 Localización y Ubicación del proyecto

Ver en el acápite de introducción del informe (Página 7)

### 3.5 Ubicación de los Sondeos

La ubicación de los sondeos (Figura 6) ejecutados en la zona de estudio ha sido seleccionada en base a la localización de los elementos estructurales más importantes de las edificaciones y siguiendo las recomendaciones establecidas por el R-024 (2006) (Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones).



*Figura 6. Ubicación de Puntos de Exploración: Sondeos*

### 3.5.1 Coordenadas de los sondeos realizados

Tal y como se comentó al inicio de este informe, se llevaron a cabo un total de 12 sondeos para los que se muestran las coordenadas geográficas tomadas con un GPS Garmin eTrex y la profundidad alcanzada para cada uno de estos (Tabla 1).

*Tabla 1. Presentación de las coordenadas geográficas y la profundidad de los sondeos*

Coordenadas UTM 19N			Profundidad del sondeo (m)
Sondeo	Norte	Oeste	
Sondeo 1	394981.97	2041905.33	10
Sondeo 2	394962.61	2041912.10	10
Sondeo 3	394946.07	2041898.77	9.8
Sondeo 4	394973.97	2041931.07	10
Sondeo 5	394951.97	2041935.86	10
Sondeo 6	394937.99	2041921.24	10
Sondeo 7	394968.51	2041947.01	10
Sondeo 8	394932.35	2041939.61	10
Sondeo 9	394918.28	2041953.98	10
Sondeo 10	394913.92	2041909.89	10
Sondeo 11	394889.22	2041953.67	10
Sondeo 12	394869.25	2041884.44	9.8

Se han resumido los resultados de los ensayos geotécnicos para cada uno de los sondeos realizados. Se especifican en las tablas que se presentan a continuación (desde la Tabla 2 hasta la Tabla 13), para cada sondeo, la numeración de los horizontes, sus espesores,

profundidad, la designación de la calidad de los materiales, las respectivas descripciones de estos y las características geomecánicas inferidas a partir del NSPT obtenido en cada uno de los sondeos.

#### **3.5.1.1 Sondeo 1**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 4.95 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 37° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.2 Sondeo 2**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.3 Sondeo 3**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.4 Sondeo 4**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.5 Sondeo 5**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.6 Sondeo 6**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.7 Sondeo 7**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una

consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $40^\circ$  y  $42^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de  $42^\circ$  y el valor obtenido de peso específico promedio fue de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.8 Sondeo 8**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $40^\circ$  y  $42^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de  $42^\circ$  y el valor obtenido de peso específico promedio fue de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.9 Sondeo 9**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $40^\circ$  y  $42^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de  $42^\circ$  y el valor obtenido de peso específico promedio fue de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.10 Sondeo 10**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $40^\circ$  y  $42^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de  $42^\circ$  y el valor obtenido de peso específico promedio fue de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.11 Sondeo 11**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **3.5.1.12 Sondeo 12**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.90 m se encontró una Arena Limosa con presencia de materia orgánica de consistencia media. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.90 m y 3.60 m, se encontró una Arena Limosa que presenta una consistencia compacta. Para dicho estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre 40° y 42°, y cuenta con un valor de peso específico de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un tercer estrato, el cual se caracteriza por ser un Grava Limosa, con una consistencia muy compacta, un ángulo de fricción de 42° y el valor obtenido de peso específico promedio fue de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>.



Tabla 3. Características geomecánicas del sondeo 2

Sondeo no. 2		Profundidad 10 metros		N SPT		N60		Clasificación (SUCS)		Compacidad		Compacidad Relativa (%)		E (kg/cm <sup>2</sup> )		φ		v		e		ys (kg/cm <sup>3</sup> )	
Profundidad (m)	Hasta	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	Compacidad	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	ys (kg/cm <sup>3</sup> )							
0.00	0.45	9	10	14	24	19	19	Arena limosa (SM) y MO	Media	41	761.91	39	0.3	1.01	1.39								
0.45	0.90	16	15	16	31	25	25	Arena limosa (SM) y MO	Media	50	898.73	40	0.3	0.60	1.70								
0.90	1.35	23	24	23	47	37	37	Arena limosa (SM)	Compacta	71	1115.31	43	0.3	0.60	1.70								
1.35	1.80	20	21	24	45	36	36	Arena limosa (SM)	Compacta	68	1095.55	42	0.3	0.60	1.70								
1.80	2.25	30	32	29	61	48	48	Arena limosa (SM)	Compacta	89	1195.10	42	0.3	0.60	1.70								
2.25	2.70	29	30	30	60	48	48	Arena limosa (SM)	Compacta	88	1192.79	42	0.3	0.60	1.70								
2.70	3.15	33	31	20	51	41	41	Arena limosa (SM)	Compacta	76	1148.56	43	0.3	0.60	1.70								
3.15	3.60	38	20	27	47	37	37	Arena limosa (SM)	Compacta	71	1115.31	43	0.3	0.60	1.70								
3.60	4.05	39	40	42	82	65	65	Grava Limosa con Arena (GM)	Muy Compacta	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70								
4.05	4.50	40	43	42	85	68	68	Grava Limosa con Arena (GM)	Muy Compacta	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70								
4.50	4.95	45	43	40	83	66	66	Grava Limosa con Arena (GM)	Muy Compacta	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70								
4.95	5.40	45	48	50	98	78	78	Grava Limosa con Arena (GM)	Muy Compacta	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70								
5.40	5.85	50	48	55	103	82	82	Grava Limosa con Arena (GM)	Muy Compacta	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70								
5.85	10.00							Grava Limosa con Arena (GM)															

*Tabla 4. Características geomecánicas del sondeo 3*

Sondeo no. 3		Profundidad 10 metros											
Profundidad (m)	Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	ys (kg/cm <sup>3</sup> )
	Hasta	N1	N2										
0.00	0.45	1	2	3	5	4 Arena limosa (SM) y MO	Media	16	261.48	31	0.3	1.35	1.18
0.45	0.90	3	3	6	9	7 Arena limosa (SM) y MO	Firme	21	382.51	33	0.3	1.27	1.22
0.90	1.35	12	34	20	54	43 Arena limosa (SM)	Dura	80	1168.01	43	0.3	0.60	1.70
1.35	1.80	18	26	28	54	43 Arena limosa (SM)	Dura	80	1168.01	43	0.3	0.60	1.70
1.80	2.25	22	30	26	56	44 Arena limosa (SM)	Dura	83	1178.36	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	22	30	36	66	52 Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	28	20	20	40	32 Arena limosa (SM)	Dura	62	1037.02	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	36	30	39	69	55 Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	47	49	48	97	77 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	45	48	42	90	71 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	42	45	55	100	79 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	48	43	60	103	82 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	10.00					Grava Limosa con Arena (GM)							

Tabla 5. Características geomecánicas del sondeo 4

Sondeo no.		4	Profundidad		10	metros								
Profundidad (m)	Desde	Hasta	Golpes		N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	γ <sub>s</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )
			N1	N2										
0.00	0.45	11	36	40	76	60	Arena limosa (SM) y MO	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
0.45	0.90	20	25	18	43	34	Arena limosa (SM) y MO	Dura	66	1073.71	42	0.3	0.60	1.70
0.90	1.35	25	40	26	66	52	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
1.35	1.80	22	37	43	80	64	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
1.80	2.25	32	20	18	38	30	Arena limosa (SM)	Dura	59	1009.94	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	20	31	34	65	52	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	31	29	37	66	52	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	32	28	28	56	44	Arena limosa (SM)	Dura	83	1178.36	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	40	43	46	89	71	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	43	38	37	75	60	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	39	34	38	72	57	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	41	46	49	95	75	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	5.85	46	48	55	103	82	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.85	10.00	13				0	Grava Limosa con Arena (GM)							

**Tabla 6. Características geomecánicas del sondeo 5**

Sondeo no. 5		Profundidad 10 metros											
Profundidad (m)	Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm2)	φ	v	e	ys (kg/cm3)
	Hasta	N1	N2										
0.00	0.45	4	4	5	9	7 Arena limosa (SM) y MO	Firme	21	382.51	33	0.3	1.27	1.22
0.45	0.90	7	11	10	21	17 Arena limosa (SM) y MO	Muy Firme	37	695.43	38	0.3	1.06	1.35
0.90	1.35	18	15	15	30	24 Arena limosa (SM)	Muy Firme	49	880.75	40	0.3	0.90	1.45
1.35	1.80	17	14	16	30	24 Arena limosa (SM)	Muy Firme	49	880.75	40	0.3	0.90	1.45
1.80	2.25	11	17	15	32	25 Arena limosa (SM)	Dura	51	916.18	41	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	15	22	28	50	40 Arena limosa (SM)	Dura	75	1141.03	43	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	28	27	32	59	47 Arena limosa (SM)	Dura	86	1189.97	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	39	35	43	78	62 Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	40	45	48	93	74 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	47	48	50	98	78 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	45	42	49	91	72 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	46	48	55	103	82 Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	9.80					Grava Limosa con Arena (GM)							

Tabla 7. Características geomecánicas del sondeo 6

Sondeo no. 6		Profundidad 10 metros												
Profundidad (m)	Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm2)	φ	v	e	ys (kg/cm3)	
	Hasta	N1	N2											N3
0.00	0.45	4	6	8	14	11	Arena limosa (SM) y MO	Firme	28	522.04	35	0.3	1.19	1.28
0.45	0.90	10	14	14	28	22	Arena limosa (SM) y MO	Muy Firme	46	843.23	40	0.3	0.93	1.43
0.90	1.35	17	18	24	42	33	Arena limosa (SM)	Dura	64	1062.00	42	0.3	0.60	1.70
1.35	1.80	26	34	40	74	59	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
1.80	2.25	32	37	39	76	60	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	40	45	46	91	72	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	40	42	40	82	65	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	46	49	50	99	79	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	40	45	48	93	74	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	47	48	50	98	78	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	45	42	49	91	72	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	46	48	55	103	82	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	10.00						Grava Limosa con Arena (GM)							

**Tabla 8. Características geomecánicas del sondeo 7**

Sondeo no. 7		Profundidad 10 metros												
Profundidad (m)	Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm2)	φ	v	e	γs (kg/cm3)	
	Hasta	N1	N2											N3
0.00	0.45	6	7	9	16	13	Arena limosa (SM) y MO	Muy Firme	30	574.19	36	0.3	1.15	1.30
0.45	0.90	5	4	7	11	9	Arena limosa (SM) y MO	Firme	24	439.89	34	0.3	1.24	1.25
0.90	1.35	9	8	16	24	19	Arena limosa (SM)	Muy Firme	41	761.91	39	0.3	1.01	1.39
1.35	1.80	17	23	19	42	33	Arena limosa (SM)	Dura	64	1062.00	42	0.3	0.60	1.70
1.80	2.25	30	28	40	68	54	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	44	44	40	84	67	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	32	36	45	81	64	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	45	45	40	85	68	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	40	45	48	93	74	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	47	48	50	98	78	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	45	42	49	91	72	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	46	48	55	103	82	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	10.00						Grava Limosa con Arena (GM)							



**Tabla 10. Características geomecánicas del sondeo 9**

Sondeo no. 9		Profundidad 10 metros												
Profundidad (m)	Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	γs (kg/cm <sup>3</sup> )	
	Hasta	N1	N2											N3
0.00	0.45	2	2	3	5	4	Arena limosa (SM) y MO	Media	16	261.48	31	0.3	1.35	1.18
0.45	0.90	5	4	5	9	7	Arena limosa (SM) y MO	Firme	21	382.51	33	0.3	1.27	1.22
0.90	1.35	10	11	15	26	21	Arena limosa (SM)	Muy Firme	43	803.61	39	0.3	0.97	1.41
1.35	1.80	14	18	14	32	25	Arena limosa (SM)	Dura	51	916.18	41	0.3	0.60	1.70
1.80	2.25	19	22	24	46	37	Arena limosa (SM)	Dura	70	1105.69	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	25	18	22	40	32	Arena limosa (SM)	Dura	62	1037.02	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	29	30	34	64	51	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	29	22	39	61	48	Arena limosa (SM)	Dura	89	1195.10	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	38	43	40	83	66	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	45	48	50	98	78	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	42	45	49	94	75	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	39	43	50	93	74	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	10.00						Grava Limosa con Arena (GM)							

**Tabla 11. Características geomecánicas del sondeo 10**

Sondeo no. 10		Profundidad 10 metros		N SPT		N60		Clasificación (SUCS)		Consistencia		Compacidad Relativa (%)		E (kg/cm <sup>2</sup> )		φ		v		e		γs (kg/cm <sup>3</sup> )	
Desde	Hasta	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8														
0.00	0.45	4	3	5	8	6	6	Arena limosa (SM) y MO	Media			20	353.04	32	0.3	1.29							1.21
0.45	0.90	10	15	18	33	26	26	Arena limosa (SM) y MO	Dura			53	933.12	41	0.3	0.60							1.70
0.90	1.35	20	20	22	42	33	33	Arena limosa (SM)	Dura			64	1062.00	42	0.3	0.60						1.70	
1.35	1.80	21	23	32	55	44	44	Arena limosa (SM)	Dura			81	1173.44	42	0.3	0.60						1.70	
1.80	2.25	32	30	31	61	48	48	Arena limosa (SM)	Dura			89	1195.10	42	0.3	0.60						1.70	
2.25	2.70	36	39	39	78	62	62	Arena limosa (SM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
2.70	3.15	43	40	40	80	64	64	Arena limosa (SM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
3.15	3.60	45	46	45	91	72	72	Arena limosa (SM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
3.60	4.05	40	48	40	88	70	70	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
4.05	4.50	48	46	49	95	75	75	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
4.50	4.95	42	45	49	94	75	75	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
4.95	5.40	39	43	50	93	74	74	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura			100	1000.00	42	0.3	0.60						1.70	
5.40	10.00							Grava Limosa con Arena (GM)															

**Tabla 12. Características geomecánicas del sondeo 11**

Sondeo no. 11		Profundidad 10 metros												
Profundidad (m)	Hasta	N1	N2	N3	N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm2)	$\phi$	$\nu$	e	$\gamma_s$ (kg/cm3)
0.00	0.45	2	3	3	6	5	Arena limosa (SM) y MO	Media	17	292.52	31	0.3	1.33	1.19
0.45	0.90	2	4	3	7	6	Arena limosa (SM) y MO	Media	19	323.04	32	0.3	1.31	1.20
0.90	1.35	8	9	11	20	16	Arena limosa (SM)	Muy Firme	36	672.23	37	0.3	1.08	1.34
1.35	1.80	12	14	14	28	22	Arena limosa (SM)	Muy Firme	46	843.23	40	0.3	0.93	1.43
1.80	2.25	16	19	18	37	29	Arena limosa (SM)	Dura	58	995.62	42	0.3	0.60	1.70
2.25	2.70	20	24	20	44	35	Arena limosa (SM)	Dura	67	1084.89	42	0.3	0.60	1.70
2.70	3.15	20	27	28	55	44	Arena limosa (SM)	Dura	81	1173.44	42	0.3	0.60	1.70
3.15	3.60	34	39	37	76	60	Arena limosa (SM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
3.60	4.05	38	35	32	67	53	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.05	4.50	38	39	30	69	55	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.50	4.95	42	40	40	80	64	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
4.95	5.40	47	40	50	90	71	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70
5.40	10.00						Grava Limosa con Arena (GM)							

Tabla 13. Características geomecánicas del sondeo 12

Sondeo no. 12		Profundidad 10 metros		Golpes		N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	Compacidad Relativa (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	γs (kg/cm <sup>3</sup> )
Desde	Hasta	N1	N2	N3											
0.00	0.45	1	2	4	6	5	Arena limosa (SM) y MO	Media	17	292.52	31	0.3	1.33	1.19	
0.45	0.90	4	3	4	7	6	Arena limosa (SM) y MO	Media	19	323.04	32	0.3	1.31	1.20	
0.90	1.35	10	8	7	15	12	Arena limosa (SM)	Firme	29	548.38	35	0.3	1.17	1.29	
1.35	1.80	8	11	13	24	19	Arena limosa (SM)	Muy Firme	41	761.91	39	0.3	1.01	1.39	
1.80	2.25	12	11	10	21	17	Arena limosa (SM)	Muy Firme	37	695.43	38	0.3	1.06	1.35	
2.25	2.70	10	10	14	24	19	Arena limosa (SM)	Muy Firme	41	761.91	39	0.3	1.01	1.39	
2.70	3.15	18	13	14	27	21	Arena limosa (SM)	Muy Firme	45	823.68	40	0.3	0.95	1.42	
3.15	3.60	12	13	13	26	21	Arena limosa (SM)	Muy Firme	43	803.61	39	0.3	0.97	1.41	
3.60	4.05	15	18	21	39	31	Arena limosa (SM)	Dura	60	1023.74	42	0.3	0.60	1.70	
4.05	4.50	21	28	20	48	38	Arena limosa (SM)	Dura	72	1124.41	43	0.3	0.60	1.70	
4.50	4.95	33	30	38	68	54	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70	
4.95	5.40	32	38	36	74	59	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70	
5.40	5.85	39	30	36	66	52	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70	
5.85	6.20	39	42	50	92	73	Grava Limosa con Arena (GM)	Dura	100	1000.00	42	0.3	0.60	1.70	
6.20	9.80					Grava Limosa con Arena (GM)		Dura							

Después de analizar los resultados obtenidos a partir de los 12 sondeos realizados en el terreno de estudio (Anexo I-V) se ha determinado que la característica geotécnica identificada se describe en tres grupos generales:

- **Unidad Geotécnica 1** concerniente a un suelo consistente y un espesor promedio de 0.90 metros (ver Perfil Estratigráfico).

*Tabla 14. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 1*

Suelo	Valor "N"	Tipo de suelo
Arena Limosa con Materia Orgánica/ Rellenos antrópicos	14	SM

- **Unidad Geotécnica 2** concerniente a un suelo consistente y un espesor promedio de 5 metros (ver Perfil Estratigráfico).

*Tabla 15. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 2*

Suelo	Valor "N"	Tipo de suelo
Arena Limosa	30	SM

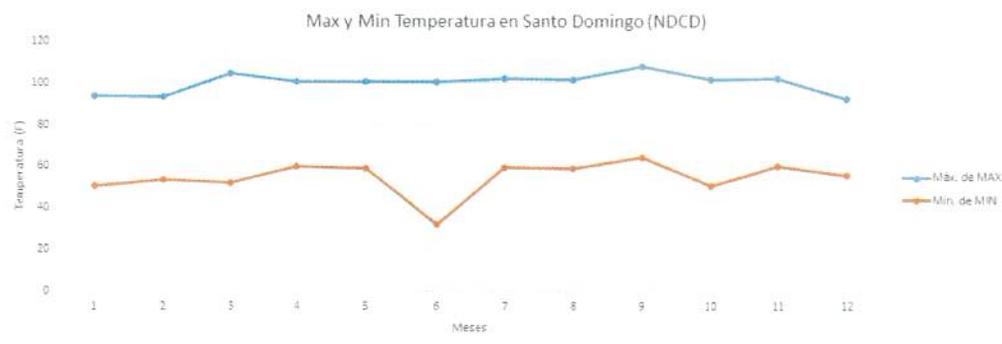
- **Unidad Geotécnica 3** concerniente a un suelo consistente y un espesor promedio superior a los 5 metros (ver Perfil Estratigráfico).

*Tabla 16. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 3*

Suelo	Valor "N"	Tipo de suelo
Grava Limosa	40	GM

### 3.6 Climatología: General y Local

De acuerdo con la Oficina Nacional de Meteorología (ONAMET) el emplazamiento se destaca por presentar clima tropical con temperaturas anuales promedios que varían entre un rango de 25 ° C y 27° C, y que presenta promedios máximos que van desde 30 ° C hasta 34°C y promedios mínimos entre 20-22°C (Figura 7).



**Figura 7. Temperaturas máximas y mínimas en Santo Domingo tomada de NCDC.**

Por otra parte, se recolectaron datos de estaciones meteorológicas del Centro Nacional de Datos Climáticos (NCDC, por sus siglas en inglés) – NOAA y ONAMET. Esto fue posible a través del programa con el que cuenta NCDC, la cual posee una red de estaciones distribuidas a través del planeta, recolectando información meteorológica de temperatura, temperatura de rocío y/o humedad relativa, precipitación, presión atmosférica, entre otras variables atmosféricas. Los datos de precipitación fueron determinados gracias a tres estaciones meteorológicas del proyecto NCDC.

La precipitación promedio anual (Figura 8) para la zona de estudio varía en un rango entre 1400 hasta 1700 mm/año. IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que la llegada anual de la temporada ciclónica puede producir lluvias torrenciales que causan importantes variaciones en los valores promedios ofrecidos.



**Figura 8. Precipitación Anual en Santo Domingo tomada de NCDC.**

De acuerdo con IGME-BRGM-INYPSA (2010) la mayoría de los afloramientos ubicados cercanos a la zona de estudio están constituidos por calizas muy karstificadas pertenecientes a las Fm. Los Haitises y La Isabela, y que buena parte de la escorrentía se resuelve de forma subterránea. La red fluvial se restringe al río Ozama y un sistema de arroyos y cañadas de

carácter permanente o estacional desarrollado en el sector noroccidental. Debido a la climatología de la zona, estos cursos fluviales pueden ser afectados por crecidas rápidas y violentas.

### 3.7 Nivel freático e Hidrología e Hidrogeología: General y Local

*No se ha detectado la presencia del nivel de freático en el interior de los sondeos en la fecha de realización de estos.*

En cuanto a la Hidrología de la zona estudiada, en la Tabla 6 se resumen las unidades o agrupaciones hidrogeológicas consideradas en la Hoja de Santo Domingo llevada a cabo por IGME-BRGM-INYPSA (2010). Se señalan principalmente, para cada unidad o agrupación hidrogeológica, su litología predominante, el grado de permeabilidad y, en su caso, las características de los acuíferos que alberga, además de algunas observaciones puntuales para la zona en donde se encuentra ubicada el emplazamiento objeto de estudio.

Las unidades y agrupaciones consideradas se ajustan a las siguientes tipologías:

- Formaciones de baja permeabilidad y sin acuíferos significativos. Se trata de los depósitos margosos pliocenos de la Fm Yanigua y los sedimentos cuaternarios de fondos kársticos y conos de deyección.

*Tabla 17. Cuadro-resumen de la unidad correspondiente a la zona de estudio.*

Edad	Unidad o agrupación hidrogeológica	Unidades cartográficas	Litologías	Grado/tipo de permeabilidad	Tipos de acuíferos y observaciones
Plioceno	Fm Yanigua	4.5	Margas con intercalaciones de calizas, localmente arenas	Baja. Muy alta por porosidad intergranular y karstificación en las intercalaciones de calizas	Acuíferos libres y confinados de productividad variable constituidos por las intercalaciones de calizas.

En cuanto a lo que tiene que ver con la hidrología local, se destaca en el margen Este de la zona de estudio el arroyo Juan Guzmán (Guajimía) (Figura 8). Debido a la altura donde se encuentra ubicado la zona de estudio se descarta posibles inundaciones producto de las crecidas de dicho arroyo.

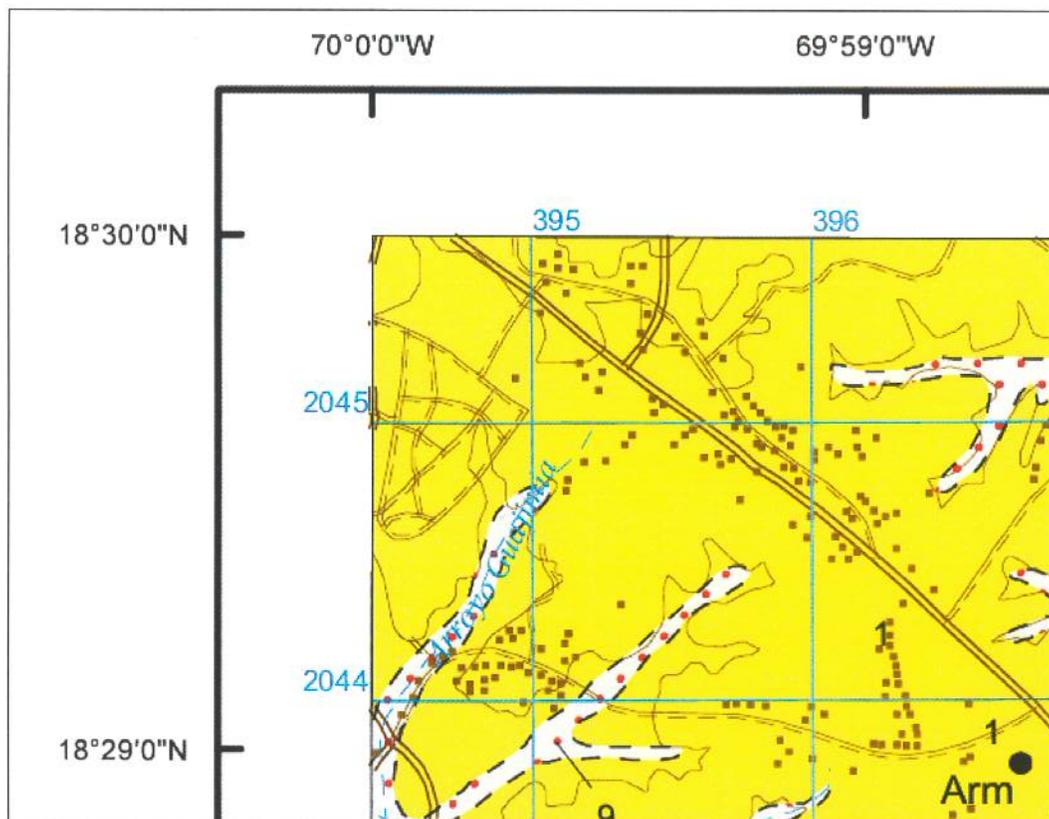


Figura 9. Ubicación del arroyo Juan Guzmán (Guajimía), y en amarillo la Fm Yanigua según IGME-BRGM-INYPSA (2010).

### **3.8 Geomorfología: Regional y Local**

El trabajo realizado por IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que la evolución y la historia geomorfológica de Santo Domingo están condicionadas principalmente por su tendencia ascendente a lo largo del Cuaternario. La característica básica de la plataforma pliocena es la presencia de una barrera arrecifal (Fm Los Haitises) de orientación E-O, que protegía una amplia laguna (Fm Yanigua), que recibía descargas terrígenas procedentes de la Cordillera Oriental. Además, destacan que la tendencia ascendente de La Española puesta de manifiesto en épocas precedentes prosiguió, con lo que durante el Pleistoceno Inferior se produciría la elevación de la plataforma, de forma que probablemente durante el Pleistoceno Medio el antiguo armazón arrecifal se configuraría como un umbral que separaba el mar Caribe de un mar interior o una gran laguna costera situada al norte. El consiguiente retroceso marino iría acompañado de la migración hacia el sur de las estructuras arrecifales (Fm La Isabela).

IGME-BRGM-INYPSA (2010) agrega que, en el Pleistoceno Superior, la antigua laguna se encontraría totalmente emergida, configurándose como una gran zona endorreica, en tanto que la migración arrecifal hacia el sur produjo el depósito escalonado de nuevas construcciones. Al norte, la tendencia ascendente de la Cordillera Oriental tuvo como consecuencia la formación de abanicos aluviales que tapizarían al menos el sector septentrional de la antigua laguna. Por otra parte, la erosión remontante de uno de los cursos que vertían a la zona endorreica y que actualmente constituye el tramo final del río Ozama, provocó en última instancia, probablemente a finales del Pleistoceno Superior, la captura del sector occidental de la zona endorreica por parte de la cuenca caribeña. Este paso al exorreísmo fue acompañado de una eficiente incisión lineal, con creación de una densa red de tipo dendrítico en el sector noroccidental, correspondiente a la cuenca de los ríos Isabela y Haina.

Finalmente, IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que la evolución más reciente ha estado presidida por la karstificación de las extensas superficies calcáreas y la dinámica, principalmente erosiva, del litoral, y que a todo ello hay que sumar los efectos de la intensa antropización observable en buena parte de la zona.

### **3.9 Geología: Regional y Local**

La República Dominicana cuenta con una variada geología debido a la naturaleza de las rocas y el ambiente geodinámico de su asentamiento. En ella se encuentran rocas magmáticas, metamórficas y sedimentarias de edades que van desde el jurásico al cretáceo (Tabla 18):

Tabla 18. Composición geológica de la República Dominicana

Región	Sedimentaria	Metamórfica	Ígnea
Norte	Limolitas calcáreas, caliza, caliza margosa, abanico aluvional, arenisca y conglomerado, margas, depósito cuaternarios y melange tectónico	Esquisto y mármol	Gabro y roca vulcano
Suroeste	Caliza arrecifal, caliza, caliza margosa, conglomerado y depósito cuaternario, dunas, arenisca, margas, abanico aluvional, depósito cuaternario indiferenciados y sedimentos lacustres	Mármol	Basalto, riolita y gabro
Este	Caliza, caliza arrecifal, conglomerado, depósito cuaternario indiferenciados, margas depósito fluviales, melange tectónico y abanico aluvional	Mármol y esquisto	Gabro y riolita

En cuanto a la geología de la zona de estudio, IGME-BRGM-INYPSA (2010) determinaron que los materiales más antiguos fueron depositados durante el Plioceno, y que brotan en el sector nororiental concerniente a los materiales margoso-calcáreos de la formación Yanigua (Figura 10).

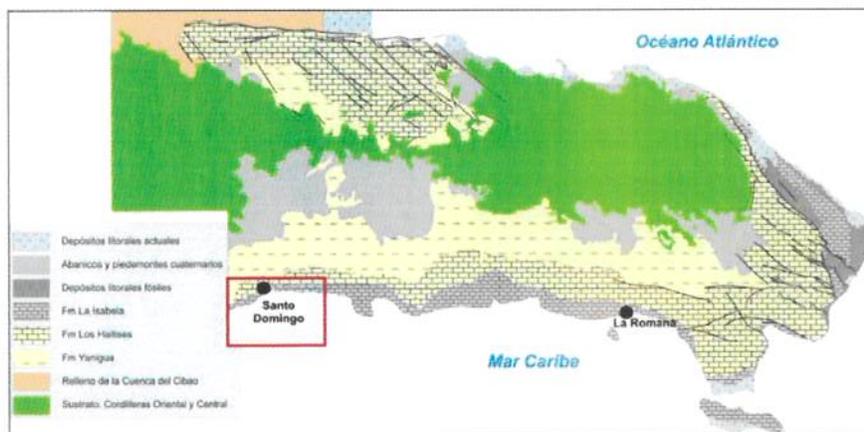


Figura 10. Esquema geológico de las plataformas plio-cuaternarias del sector oriental de Rep. Dom. Tomada memoria geológica 6271-III (2010).

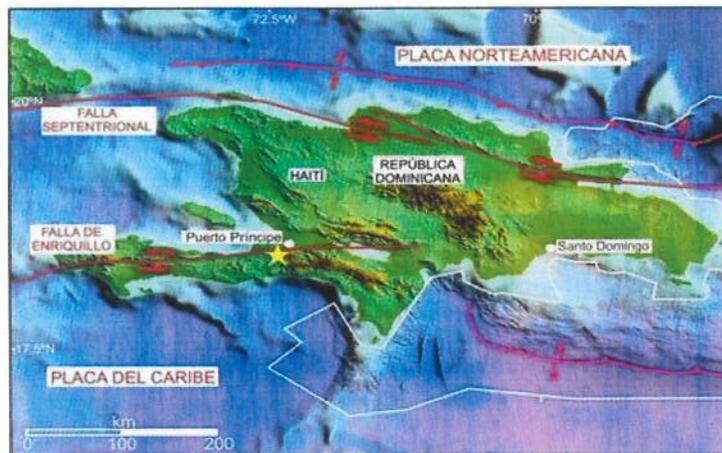
### 3.10 Aspectos Sísmicos

La Isla de la Española se encuentra en una zona sísmicamente activa por estar en el límite de interacción entre las placas Norteamérica y del Caribe. A lo largo de la historia, en esta isla han ocurrido varios terremotos de magnitudes relevantes, ex.: magnitud momento (Mw) mayor a 6.0, ocasionando daños económicos y pérdidas humanas.

La zona Norte de la isla se caracteriza por poseer la falla Septentrional, siendo esta una fuente sismogénica de gran importancia, pues allí han sido los epicentros de terremotos históricos como el terremoto que destruyó La Vega Vieja en 1562. En esa misma línea, el

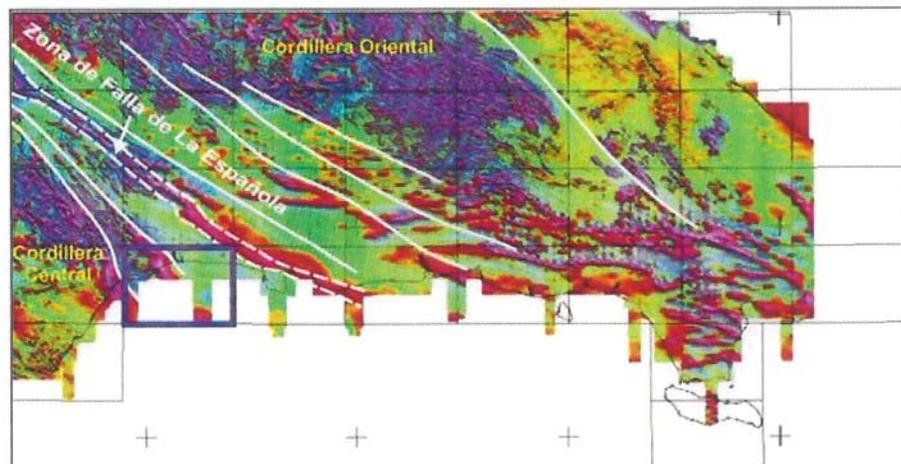
terremoto más grande en magnitud del que se tiene registros también fue en la zona norte, próximo a Nagua y Samaná, en el 1946 con una magnitud de 8.1 Mb.

Otras fallas importantes (Figura 11) que cruzan el territorio de la isla son: Enriquillo Plantain-Garden al Oeste, donde fue el epicentro del terremoto de Haití del 2010 con 7.0 Mw; Fosa de la Hispaniola al Norte y la Trinchera de los Muertos al Sur, entre otras. Esta última, debido a su localización, es una de las que podrían presentar mayor peligro para la ciudad de Santo Domingo, en donde se encuentra ubicada la zona de estudio.



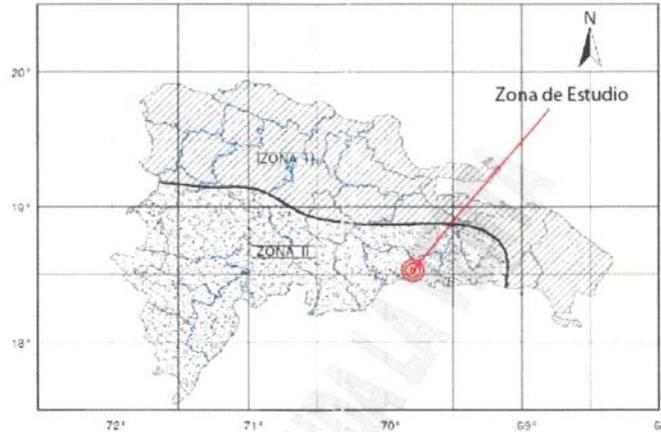
**Figura 11.** Principales fallas sísmicas isla La Hispaniola (Tomada de Llanes & Granja, 2011).

La zona de estudio está bajo riesgo si se llega a producir la ruptura tanto de la Trinchera de los muertos, como de la Fosa de la Hispaniola. Aunque de acuerdo con investigaciones de Ayala et. al, existen intrusiones del sistema o zona de fallas La Española en la llanura costera dentro de la hoja de Santo Domingo, cercanas a la zona en estudio, como se muestra en la figura 12



**Figura 12.** Mapa de gradiente vertical refleja el sector nororiental la prolongación de la Zona de Falla de La Española (Tomada de IGME-BRGM-INYPSA (2010), Ayala et. al).

Debido a esto y a la sismicidad histórica propia de la isla, la ciudad forma parte de la zona II de la zonificación encontrada en el reglamento R-001 (2011) de diseño sismo-resistente (Figura 13).



**Figura 13. Mapa de zonación Sísmica. Tomado del R001(2011)**

De acuerdo con la zonificación sísmica establecida en el Artículo 8 del R001 (descrito en el párrafo anterior), los valores de la aceleración espectral de referencia para períodos cortos ( $S_s$ ) y para períodos largos ( $S_l$ ) serán los indicados en la tabla siguiente:

**Tabla 19. Valores de la aceleración espectral de referencia  $S_s$  y  $S_l$**

Zona	$S_s$	$S_l$
I	1.55 g	0.75 g
II	0.95 g	0.55 g

Es por lo que, a la zona de estudio le corresponde un valor de aceleración espectral para períodos cortos ( $S_s$ ) = 0.95 g y una aceleración espectral para períodos largos ( $S_l$ ) = 0.55 g.

### 3.10.1 Campo Cercano

De acuerdo con el R001, el campo cercano se define como los efectos sísmicos causados a estructuras localizadas a una distancia menor o igual a 5 kilómetros a ambos lados de la falla. En cuanto a localización del proyecto se pudo determinar que no existe hasta el momento una falla geológica en un radio de 5 km del proyecto (Figura 14).

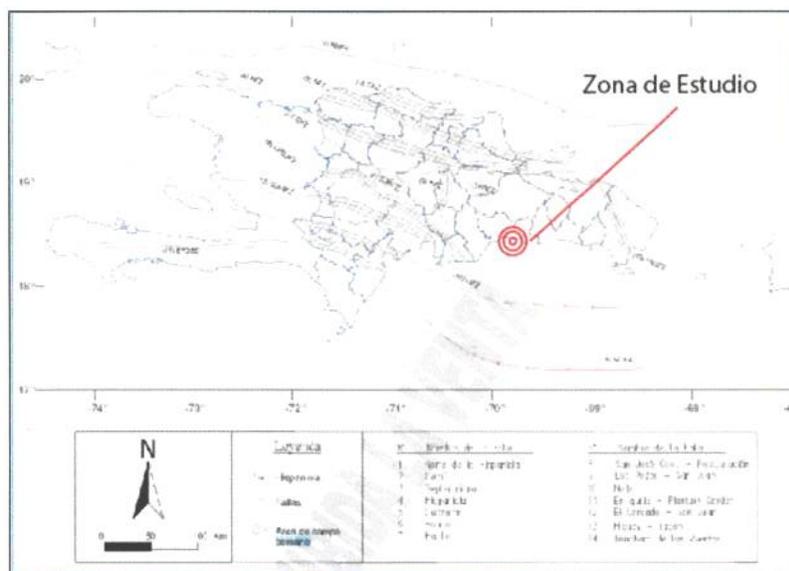


Figura 14. Mapa de campo cercano. Tomado del R001

### 3.10.2 Clasificación sísmica del suelo

En el presente informe se realizó el cálculo de la Velocidad Promedio de Ondas de Corte utilizando métodos de exploración sísmica (Ver Anexo V- Clasificación sísmica del suelo)

### 3.10.3 Potencial Licuable

La caracterización de la zona en estudio, en términos de su geología superficial, así como sus características hidrogeológicas, acompañadas con la amenaza sísmica del emplazamiento, da indicios iniciales de características con susceptibilidad a licuación.

Cuando se agrega la información local, se evidencia la combinación de factores físicos, escorrentía superficial de agua, franja en profundidad de suelo compuesto por partículas tamaño limo de baja plasticidad, con baja compacidad y bajas velocidades de onda de corte. A este respecto, a continuación, se analizan comparativamente, en función del número de golpes, de las velocidades de onda de corte ( $V_s$ ), así como la amenaza sísmica en función de la aceleración máxima del suelo en el sitio (PGA), las potencialidades de licuefacción según cada combinación de los parámetros mencionados.

En la figura 16a se muestra que los estratos, con las características encontradas, con  $V_s$  mayores de 200 m/s, y número de golpes menores de 30, expuestos a un evento sísmico de 7.5 magnitud momento, no son susceptibles a licuación. Además, la figura 16b evidencia que para suelos con  $V_s$  mayores de 200 m/s, se indica que el suelo no es susceptible de licuefacción, para PGA que son mayores de 0.30g.

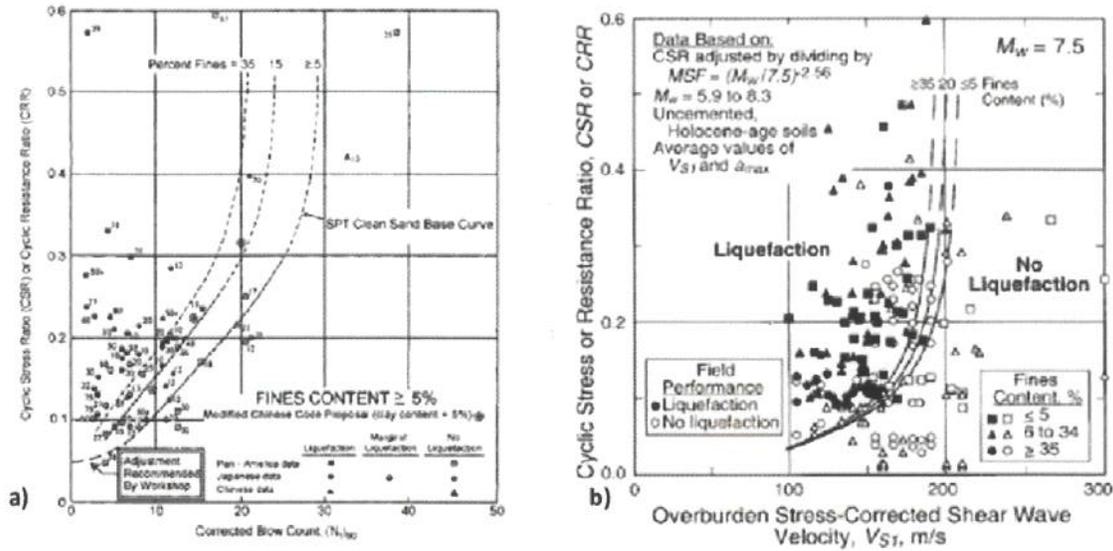


Figura 15. Potencial Licuable en correlación con el PGA y la Vs. Tomado de Youd e Idriss, (1997).



Figura 16. Potencial Licuable en correlación con el PGA y la Vs. Tomado de Holzer et al., 1988

Aun cuando la consideración de la magnitud del evento de las referencias anteriores, planteada de manera determinista, son más desfavorables, ya que exceden el sismo de diseño probable en la ciudad de San Cristóbal, esto a juzgar por los resultados de los estudios de amenaza del Gran Santo Domingo y la Ciudad de Santiago; y que además el PGA para el

sismo de diseño, asociado con una amenaza de 10% en 50 años, es de 0.25g; se asumirá la condición susceptibilidad de licuefacción hasta una profundidad de 23 m, tomando en cuenta la cantidad de golpes menores y velocidades de corte, que de acuerdo con el perfil 2D de velocidades, en la figura 11 del Anexo V, éstas se mantienen por debajo de dicho valor de velocidad, hasta los 30 m.

Adicionalmente a este análisis cualitativo de potencial de licuefacción, también se realizó un análisis cuantitativo en base a la velocidad de onda de corte fundamentado en las publicaciones de Tokimatsu et al (1991), quien propuso un procedimiento para evaluar la resistencia a la licuefacción utilizando el enfoque de esfuerzo desarrollado por Seed et al. (1971,1983,1985); confirmándose la clasificación de suelo no potencialmente licuable realizado mediante el procedimiento cualitativo (ver Anexo VII).

En este caso no es requerido un estudio de sitio para respuesta específica, como lo señala el R-001; ya que el período de las obras de infraestructuras de las instalaciones eléctricas está conforme con lo establecido en el artículo 20.3.1 del código ASCE 7.

#### 4. DESCRIPCIÓN PROCEDIMENTAL Y RESULTADOS

##### Valores preliminares

##### 4.1 Descripción Metodológica

Inicialmente, a partir de los datos cualitativos extraídos de la descripción en campo, así como de los datos cuantitativos obtenidos con el ensayo SPT y los resultados preliminares de límites de Atterberg; se procedió a determinar parámetros y recomendaciones de manera preliminar que sirvieran como datos de partida para el prediseño de la estructura.

Con antelación se realizó una tabla resumen de todos los datos útiles, como se muestra en los encabezados, para la determinación de los parámetros de resistencia asociados a cada estrato y tipo de suelo.

Sondeo	Estrato	Espesor (m)	N-SPT	Descripción	Consistencia/compacidad
--------	---------	-------------	-------	-------------	-------------------------

Utilizando las referencias que se presentan más abajo, a continuación, se procedió a determinar las propiedades que se incluyen en el siguiente encabezado:

Peso Específico Saturado ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	Ángulo de fricción no confinado	Uc (kPa)	E( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
--	---------------------------------	----------	------------------------------

1. Se contrastaron los resultados de las Investigaciones de Crespo-Villalaz (2004), en determinación el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y el módulo de rigidez (E) en arenas de acuerdo con la Tabla 18:

**Tabla 20. Relación entre  $N_{spt}$ , el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y el módulo de rigidez ( $E$ ). Tomada de Crespo-Villalaz (2004)**

N	En arenas		$\phi$ Ángulo de fricción interna	E (kg/cm <sup>2</sup> )
	Descripción	Compacidad relativa		
0-4	Muy floja	0-15%	28°	100
5-10	Floja	16-35%	28°-30°	100-250
11-30	Media	36-65%	30°-36°	250-500
31-50	Densa	66-85%	36°-41°	500-1000
>50	Muy densa	86-100%	>41°	>1000

Además, se identificaron las propiedades (Tabla 4-2) de los suelos de acuerdo con la publicación de Casagrande (1948):

2. A partir de la tabla resumen, en base a referencias de Casagrande (1948) y ACI (1992); se extrajo una tabla de propiedades promedio y se determinó estadísticamente el espesor representativo de cada estrato, para la posterior cuantificación de la capacidad soporte y el asentamiento total (preliminares) asociado a los asentamientos elástico y por consolidación, respectivamente.

Los encabezados de esta tabla de propiedades promedio son:

Estrato	Espesor (m)	N-SPT	Descripción	Consistencia/compacidad	Peso Específico Efectivo (g/cm <sup>3</sup> )
---------	-------------	-------	-------------	-------------------------	---

Ángulo de fricción	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Uc (kg/cm <sup>2</sup> )	E(kg/cm <sup>2</sup> )	Relación de Poisson	Relación de vacíos
--------------------	--------------------------------	--------------------------	------------------------	---------------------	--------------------

Además, se incluyeron otras propiedades necesarias para el cálculo de los asentamientos elásticos, basado en Casagrande (1948).

**Tabla 21. Propiedades (Módulo de Young y Relación de Poisson) para suelos.**

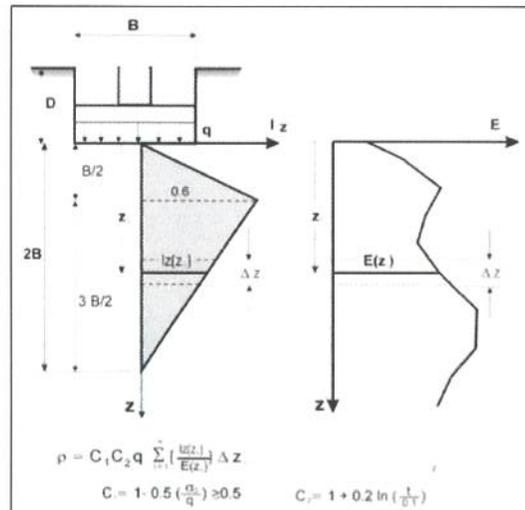
Material	Módulo de Young-E (Mpa)	Razón de Poisson ( $\nu$ )
Arcilla suave	2-4	
Arcilla firme a dura	4-8	0.40-0.50
Arcilla muy dura	8-20	
Limo	8-20	0.30-0.35
Arena fina suelta	8-12	
Arena fina medio densa	12-20	0.25

Arena fina densa	20-30	
Arena suelta	10-30	0.20-0.35
Arena medio densa	30-50	
Arena densa	50-80	0.30-0.40
Grava suelta	30-80	
Grava medio densa	80-100	
Grava densa	100-200	

y contrastado Braja M. Das (1983):

**Tabla 22. Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos.**

Tipo de suelo	Relación de vacíos	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, $\gamma_d$	
			Lb/pie <sup>3</sup>	Kn/m <sup>3</sup>
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	73-92	11.5-14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
Morrena Glacial	0.3	10	134	21



**Figura 17. Determinación de asentamientos**

Conforme a los resultados de los ensayos y el número de golpes obtenido para el primer y segundo estrato, el potencial de expansión para el suelo es bajo, conforme con las referencias: Chen (1988), US. Army Corps of Engineers (1983) y Nelson y Miller (1992).

**Tabla 23. Resumen de tipos de Capacidad soporte vs. las propiedades del suelo**

<b>Potencial de Expansión</b>	<b>Muy baja</b>	<b>Baja</b>	<b>Mediana</b>	<b>Alta</b>	<b>Muy Alta</b>
Índice de Plasticidad. PI	0-10	10-15	15-25	25-35	>35
Límite Líquido. LL	<30		30-40	40-60	>60
Relación Contenido de Humedad/Límite Líquido	>0.5		0.5-0.4	0.4-0.3	<0.3
Resistencia a la Penetración Estándar (N golpes/0.30 m)	<10		10-20	20-30	>30

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

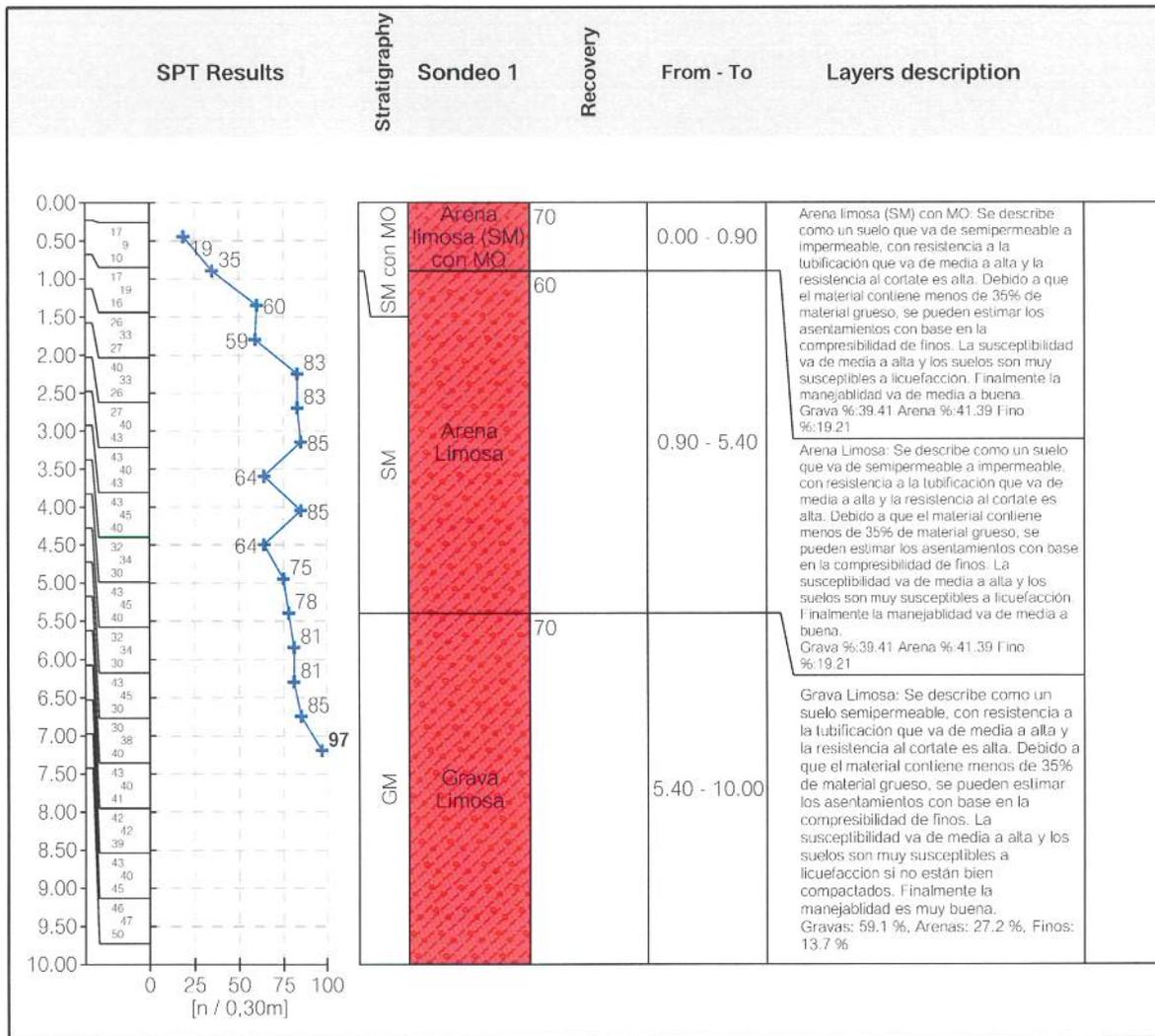
El terreno estudiado presenta unas características particulares, a partir de las cuales, junto a las observaciones de campo, los perfiles obtenidos de los sondeos, el análisis de las muestras obtenidas (Anexo II) y mediante las memorias de cálculos (Anexo III), se puede deducir lo siguiente:

1. Debe removerse toda la capa vegetal y cualquier material antrópico del emplazamiento de la fundación de la estructura.
2. **Utilizar una capacidad soporte de 2.2 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de reacción de 2.6 Kg/cm<sup>3</sup> para zapata aislada y zapata corrida para una profundidad de desplante mínima de 1.20 metros. Para losa de fundación utilizar una capacidad soporte de 2.5 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de reacción de 3.0 kg/cm<sup>3</sup>, considerando una profundidad mínima de desplante de 0.30 metros.**
3. Se recomienda utilizar zapatas arriostradas en dos direcciones a una profundidad de desplante mínima de 1.20 metros, toda vez que el sistema estructural de la superestructura sea en base a pórticos. Si dicho sistema estructural está realizado con muros se puede prescindir del uso de Vigas arriostrada.
4. Si se escoge losa de fundación puede fundarse directamente encajonando la losa en el terreno, después de haber realizado el mejoramiento de 1 metro. Para dicho mejoramiento, se recomienda la colocación de una capa de material granular competente (A1a AASHTO 1993) de 1 metro, compactado por capas de no más de 20 cm, con un nivel de compactación del 100% del Proctor Modificado de dicho material (ver anexo IX).
5. El relleno compactado debe cumplir con las condiciones granulométricas establecidas en el anexo IX. Para fines de diseño se establece una capacidad soporte de 2.2 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de reacción de 2.6 Kg/cm<sup>3</sup>.
6. El relleno de material granular competente, de 1 metro, debe tener un nivel de compactación del 100% del Proctor Modificado de dicho material, cuyo nivel de densidad relativa tendrá que ser verificado en campo mediante un control de compactación in situ, como se indica en el anexo VIII.
7. La construcción de las cimentaciones se llevará a cabo en dos fases. En la primera de ellas se excavarán, encofrarán y hormigonarán hasta la cota del nivel de terreno explanado, dejando embebidos los pernos de anclaje, a los que se atornillarán los soportes metálicos de los diferentes aparatos. También en esa primera fase, y en aquellas cimentaciones que así lo requieran, se dejarán instalados los tubos previstos para el paso de cables eléctricos y del cable de puesta a tierra, según la cantidad y calidad indicadas en los planos constructivos. En la segunda fase de hormigonado, se alcanzará la cota de coronación. El diseñador estructural deberá velar por determinar los efectos en la resistencia debido de la presencia de tuberías instaladas internamente en las zapatas.

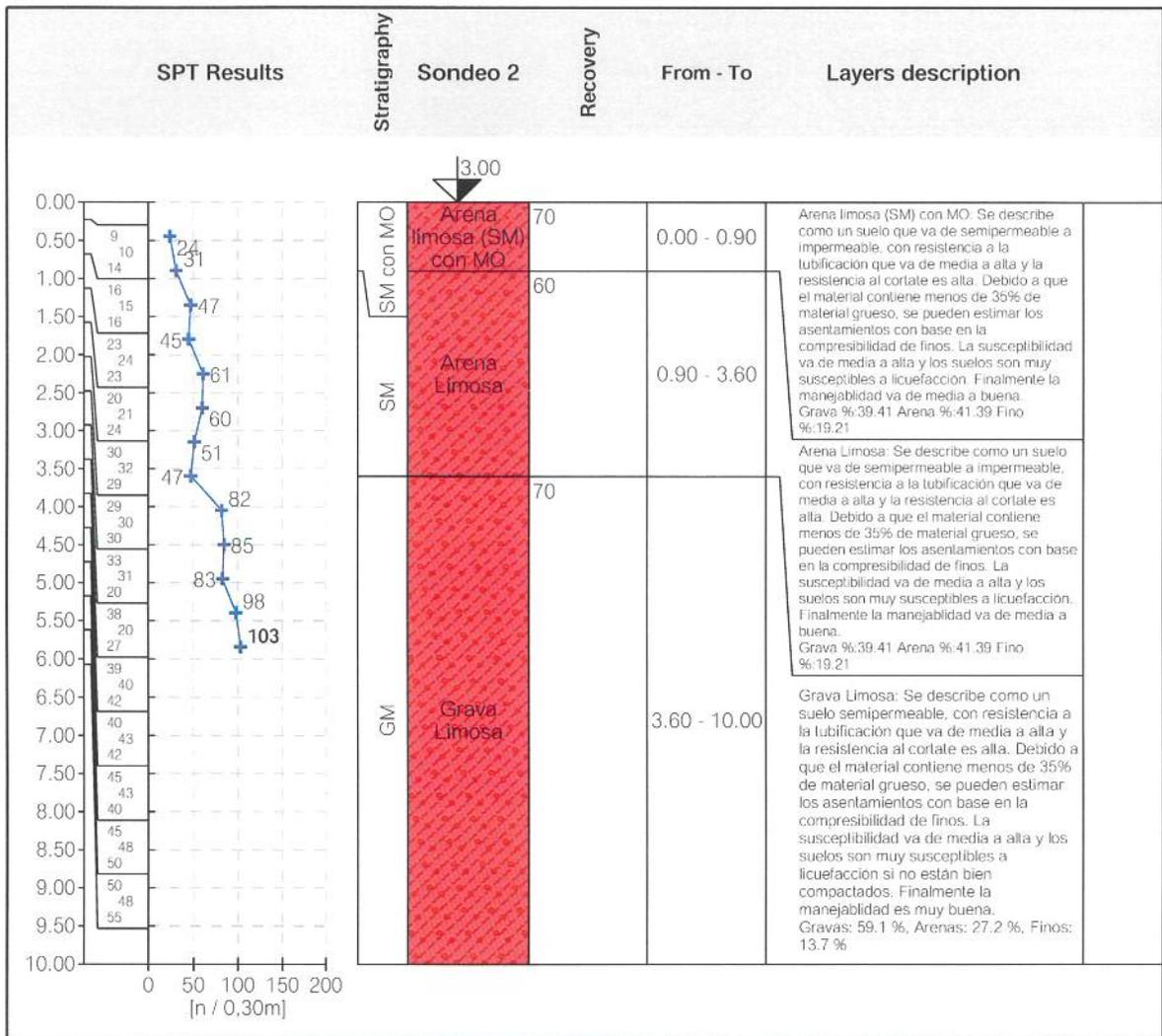
8. La clasificación sísmica, realizada en la zona de estudio, ofreció valores de  $V_{s30}$  comprendidos en un rango entre 360 y 760 m/s, por lo que se determina que la clasificación sísmica de sitio para la zona de estudio es un tipo de suelo C (suelo denso) (R001, 2011).
9. A la zona de estudio le corresponde un valor de aceleración espectral para periodos cortos (SS) = 0.95 g y una aceleración espectral para periodos largos (S1) = 0.55 g. En su defecto el diseñador estructural tiene la opción de utilizar las pseudoaceleraciones de: Mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_s$  para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (Mapa no. 4) y el mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_s$  para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (Mapa no.5) del R001.
10. El diseñador estructural deberá prever una transmisión uniforme de la carga de tal manera que se eviten distorsiones estructurales durante la vida útil de la infraestructura que excedan las distorsiones estructurales reglamentarias, establecidas en el R-024.
11. Basados en los ensayos geofísicos de resistividad eléctrica realizados en la zona de estudio fue posible clasificar la agresividad corrosiva de los suelos como Moderada (de 100 a 200 Ohm.m) (Anexo VI). Por otra parte, los ensayos con GPR permitieron identificar que no hay cavernas en los primeros 6 metros de profundidad del emplazamiento (Anexo VII).
12. En circunstancias normales la excavación se mantendrá abierta el mínimo tiempo posible, para evitar la alteración de la capa de apoyo.
13. No deberán colocarse tuberías en el relleno que soporte directamente las zapatas.
14. Se determinó que el potencial de licuefacción es bajo siempre que se mantenga control sobre las escorrentías superficiales (Anexo VIII).
15. Tomar medidas de control de aguas lluvias, potable y residual; evitando escorrentías frecuentes en el emplazamiento que contribuyan con el socavamiento del suelo de fundación.
16. Evitar la siembra de árboles de raíces potentes en las proximidades de la construcción, localizándolas a más de 4 metros de la cimentación.
17. Si durante la ejecución de la excavación y cimentación, se detectara alguna anomalía o diferencia entre el terreno excavado y los resultados obtenidos en el reconocimiento geotécnico, se deberá informar al consultor geotécnico para evaluar su importancia.

# **ANEXO I. Fichas Técnicas del Proyecto Subestación Engombe- Manogwayabo**

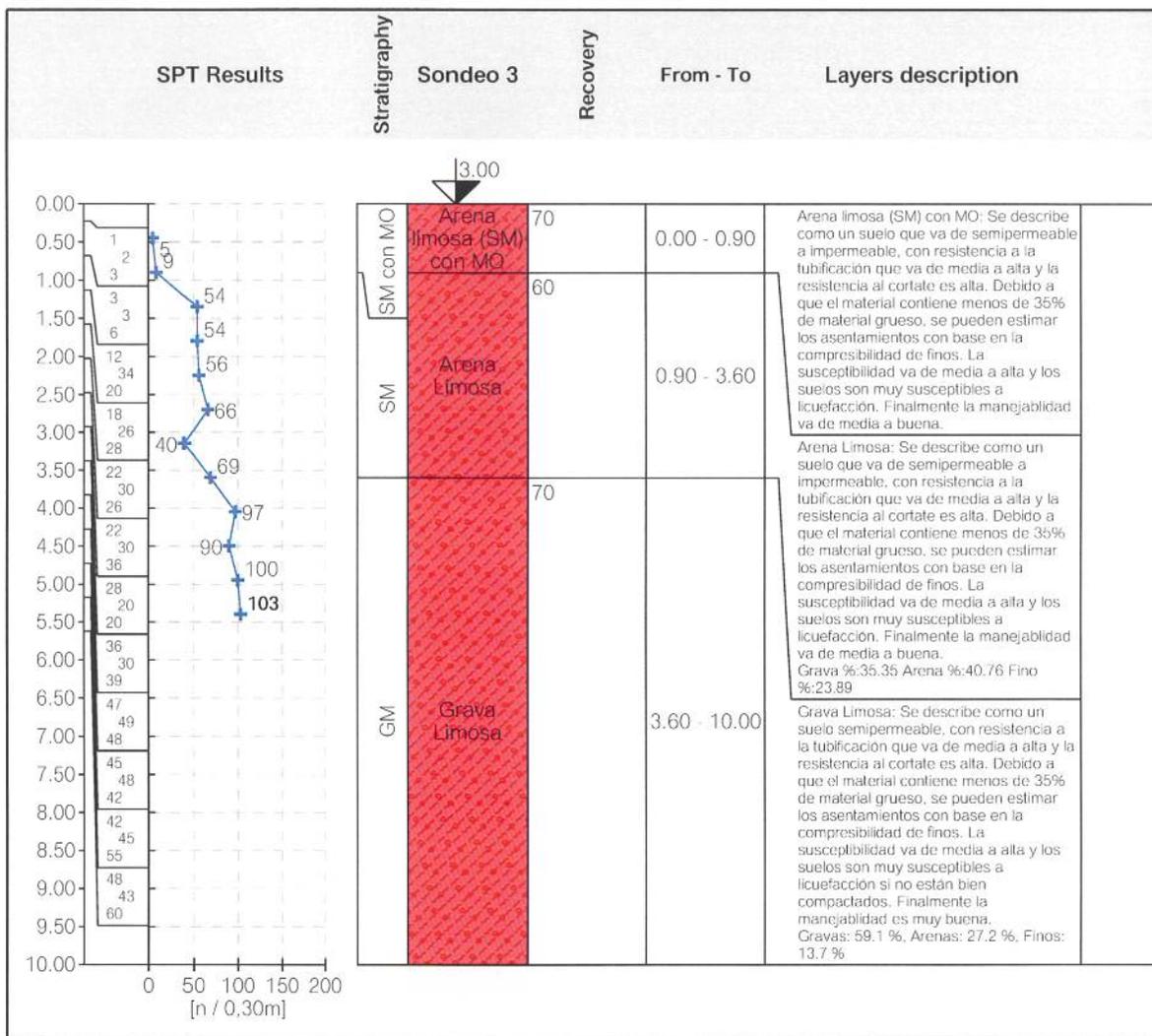
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 1	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manoguyabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394981.97	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041905.33	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z:	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



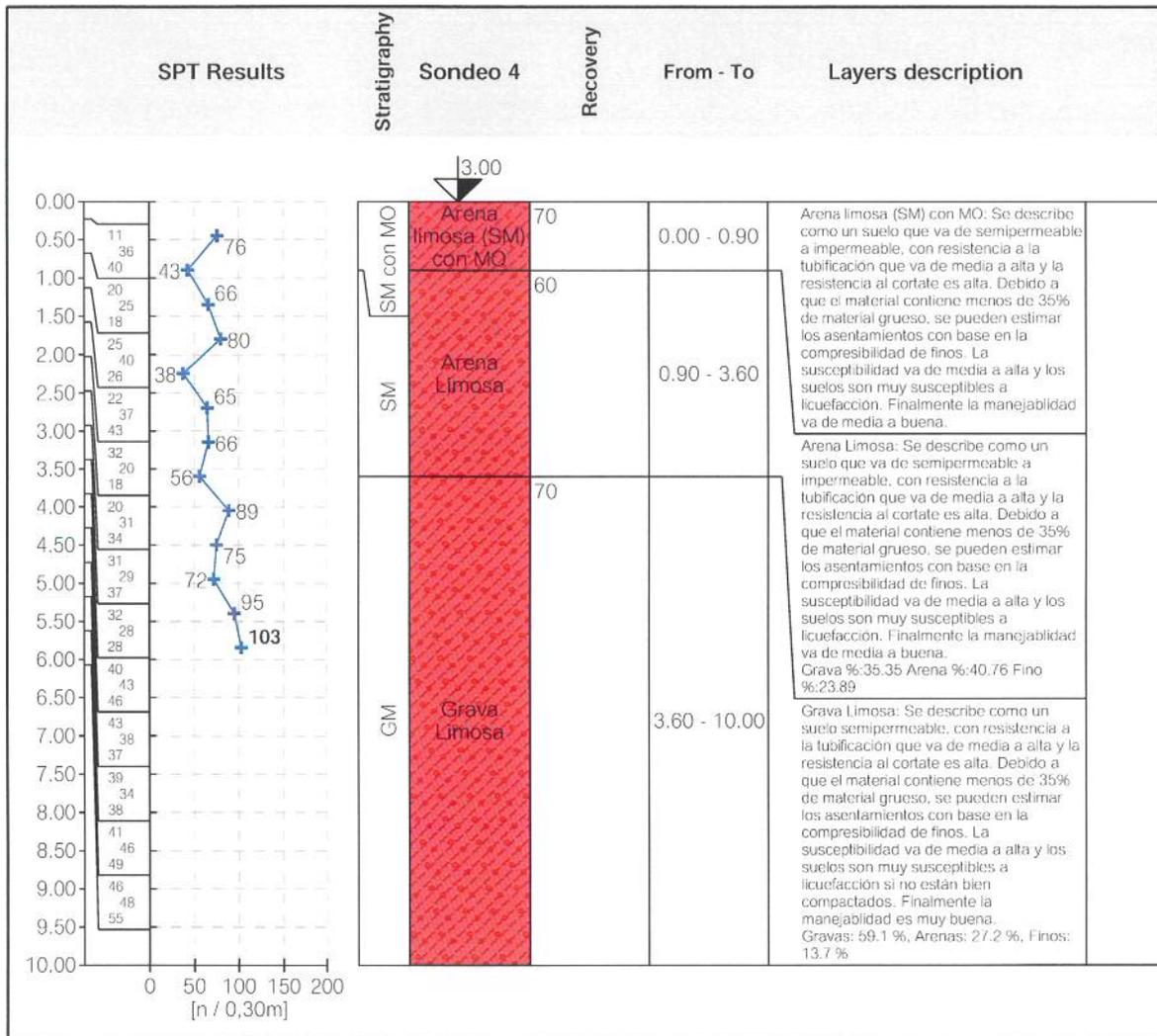
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 2</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manoguyabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10,00 m		Coordinate X: 394962.61	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041912.10	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



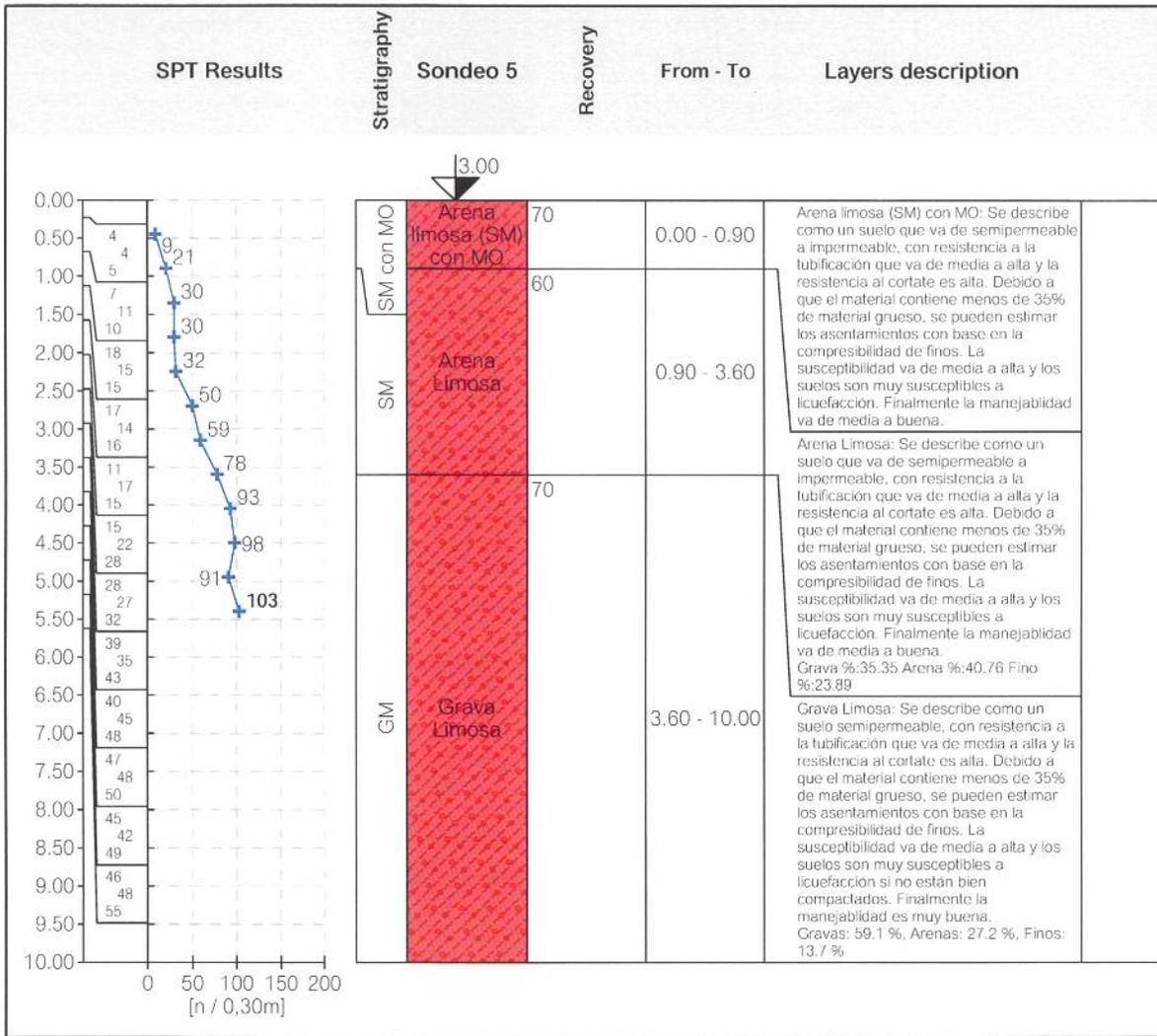
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		<b>Sondeo 3</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394946.07	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041898.77	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



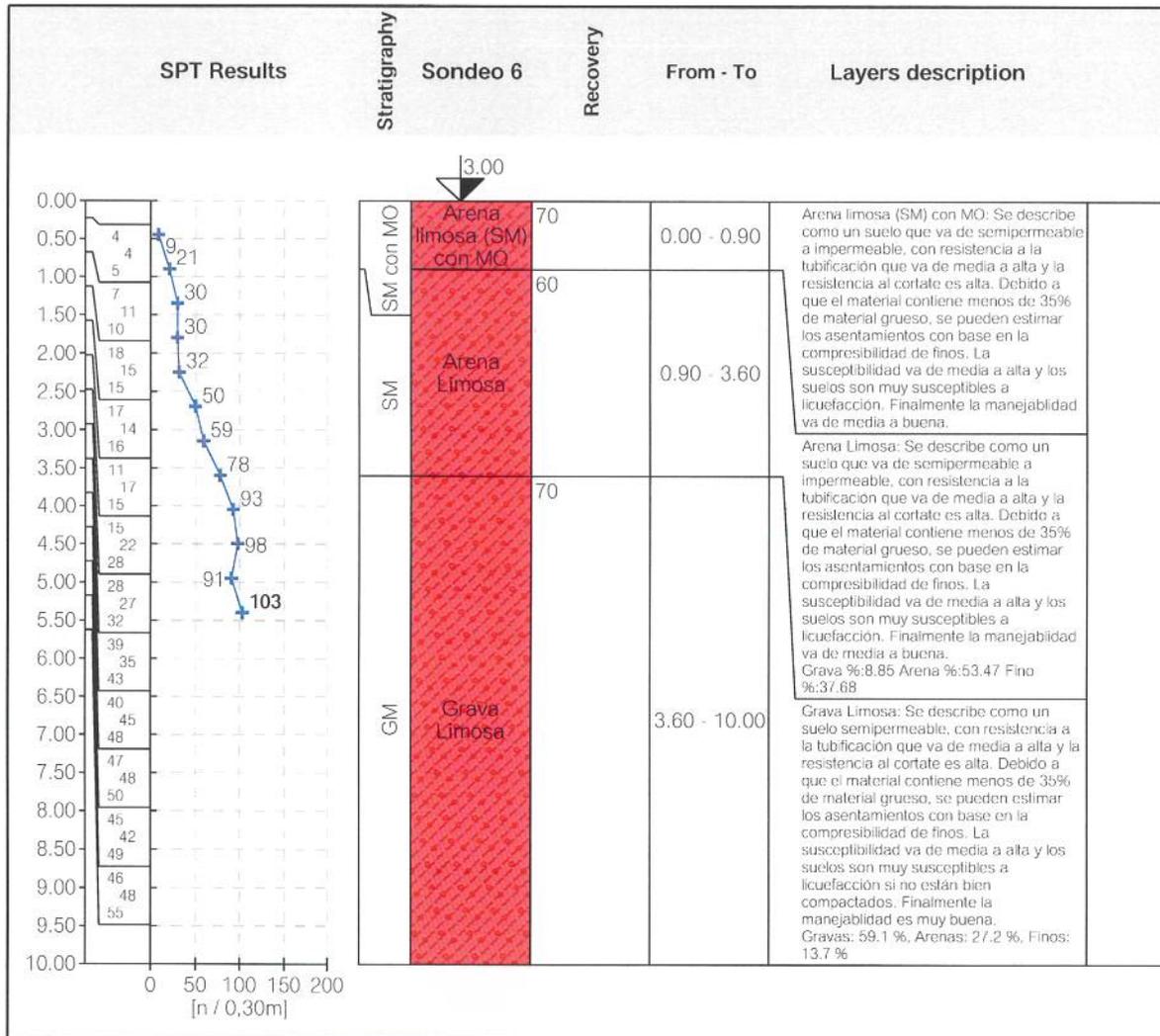
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 4	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manoguyabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394973.97	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041931.07	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



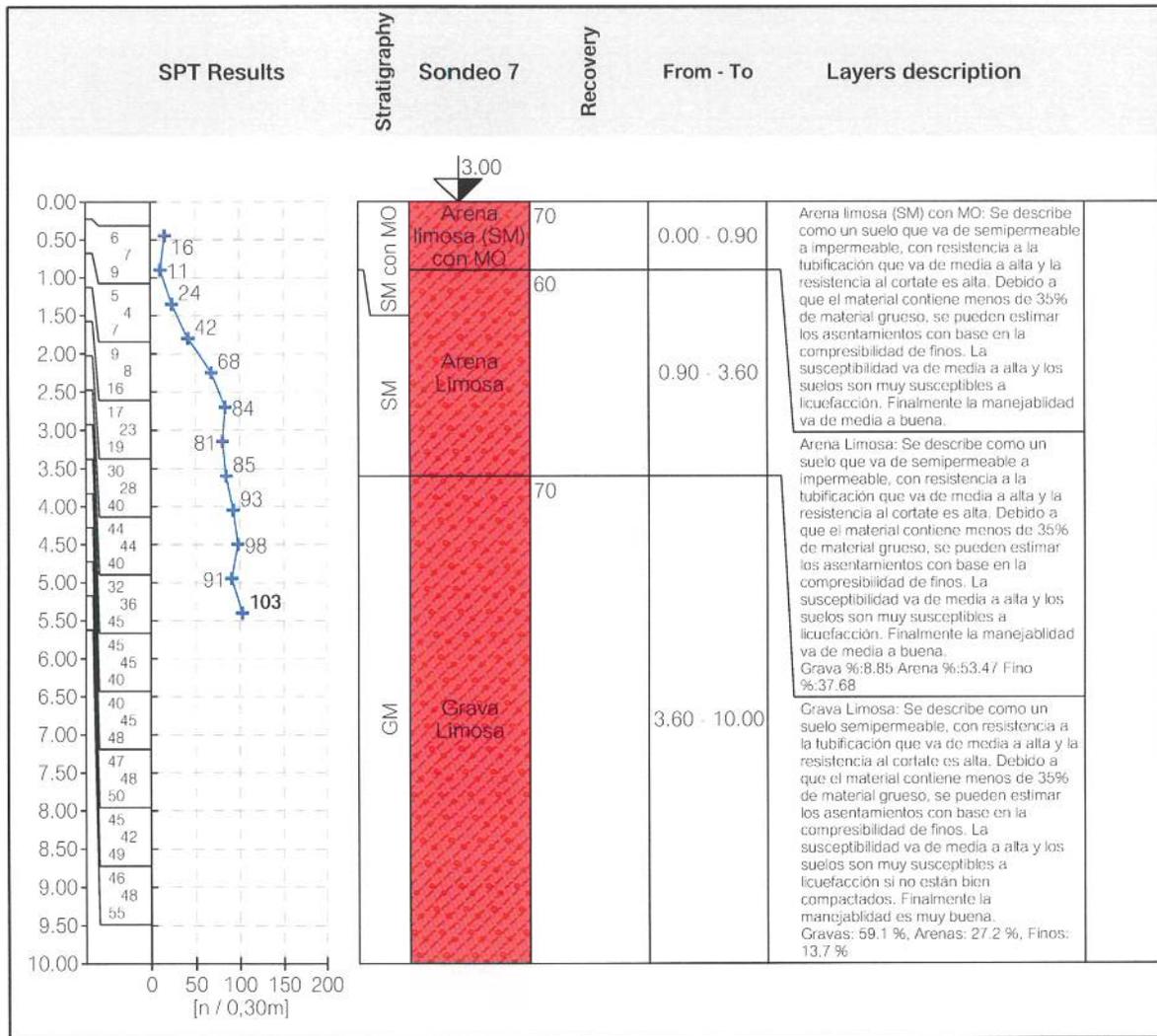
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		<b>Sondeo 5</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394951.97	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041935.86	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



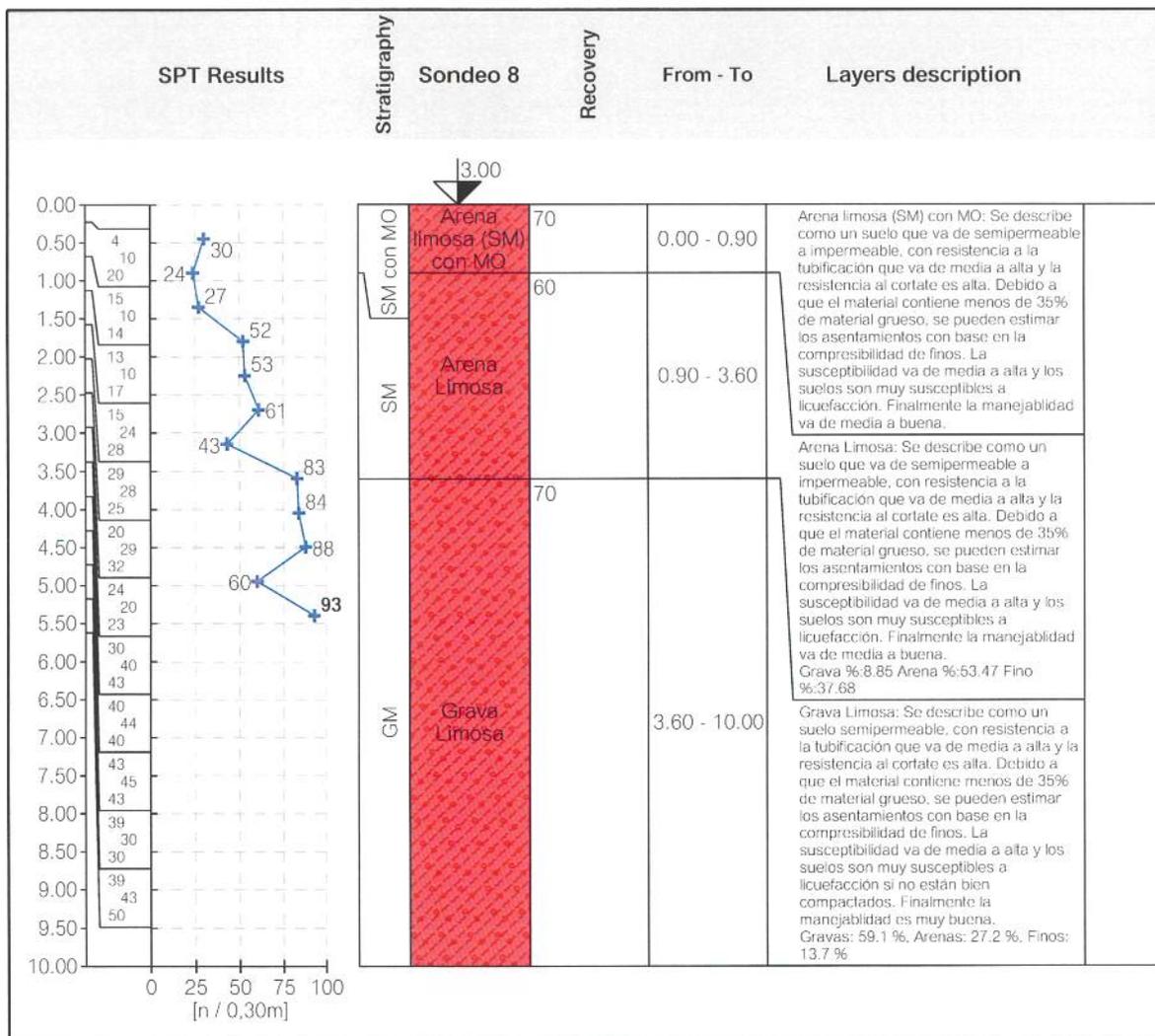
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 6</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394937.99	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041921.24	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - lype, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



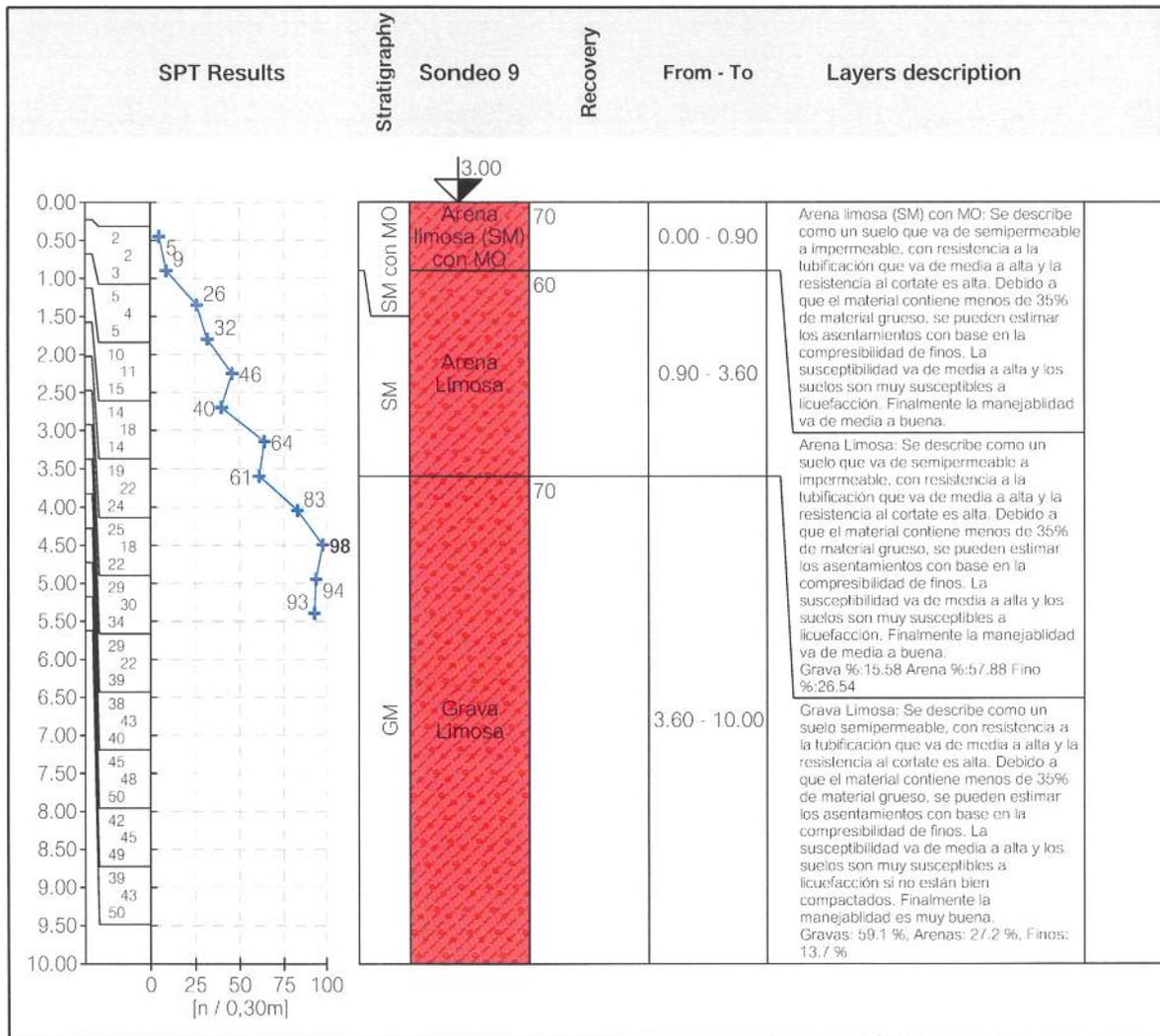
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 7	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Managuayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394968.51	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041947.01	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



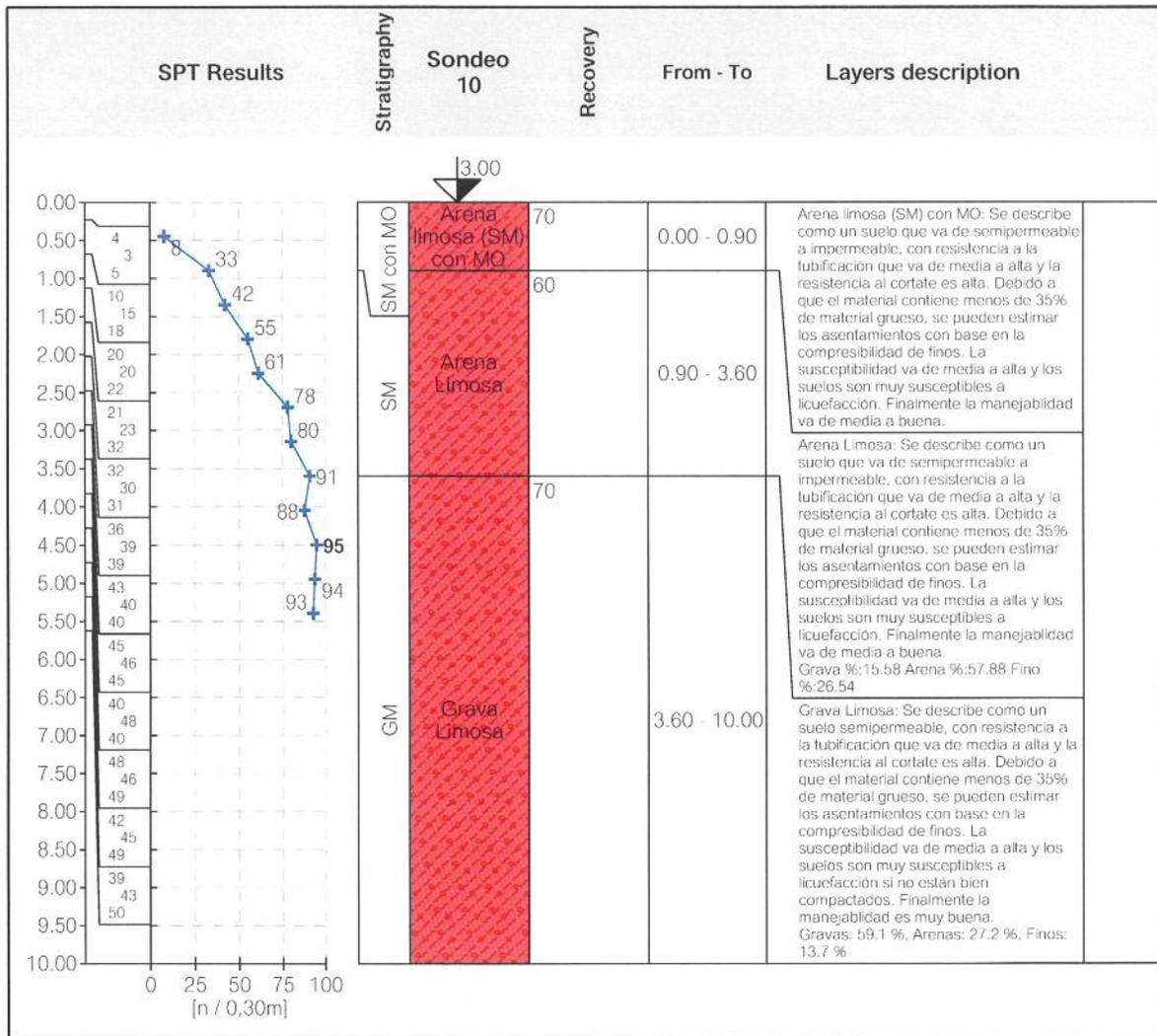
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 8	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394932.35	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041939.61	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez				Bit - type, size: 1.5 metros			
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



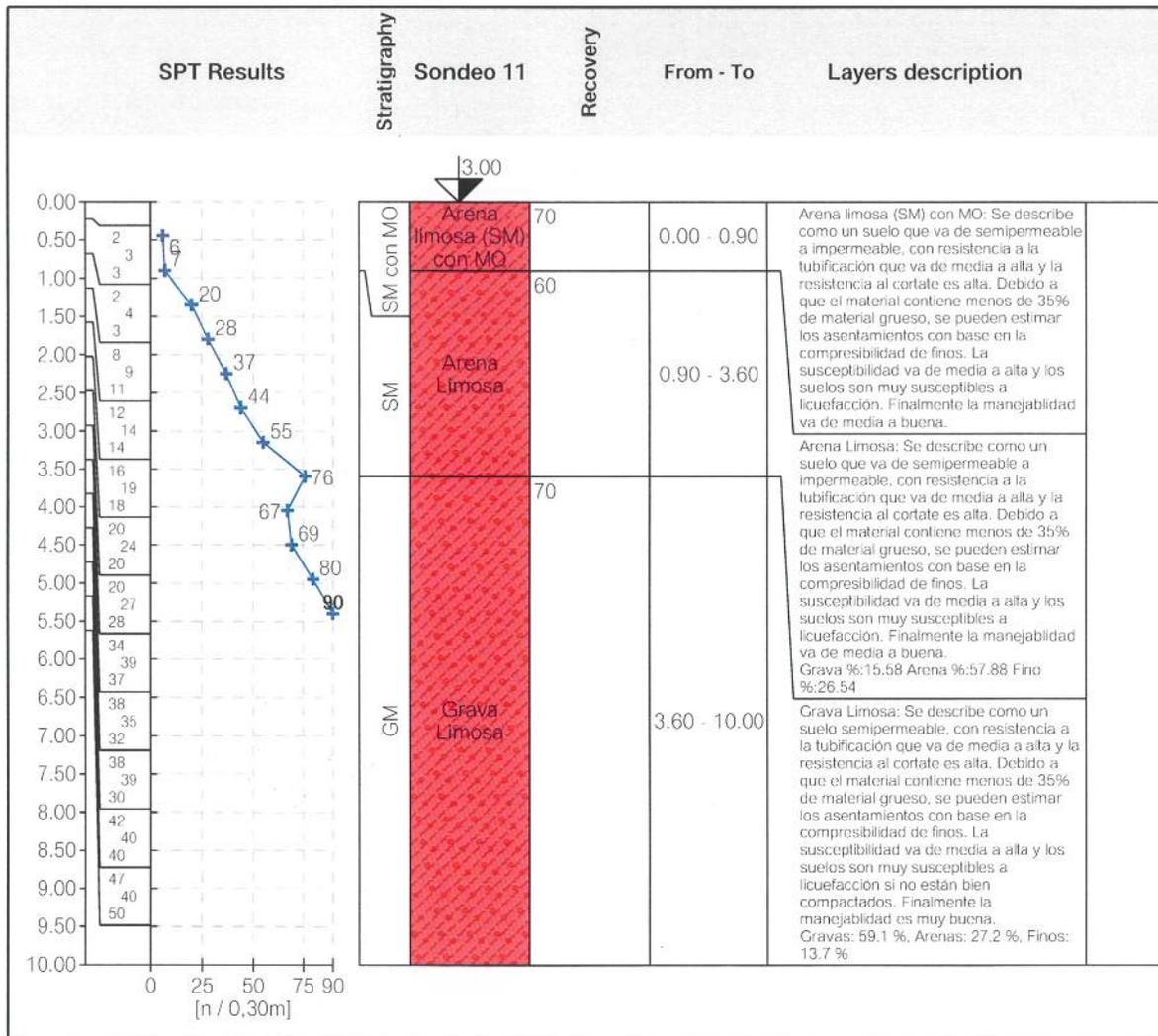
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 9	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394918.28	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041953.98	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Perez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



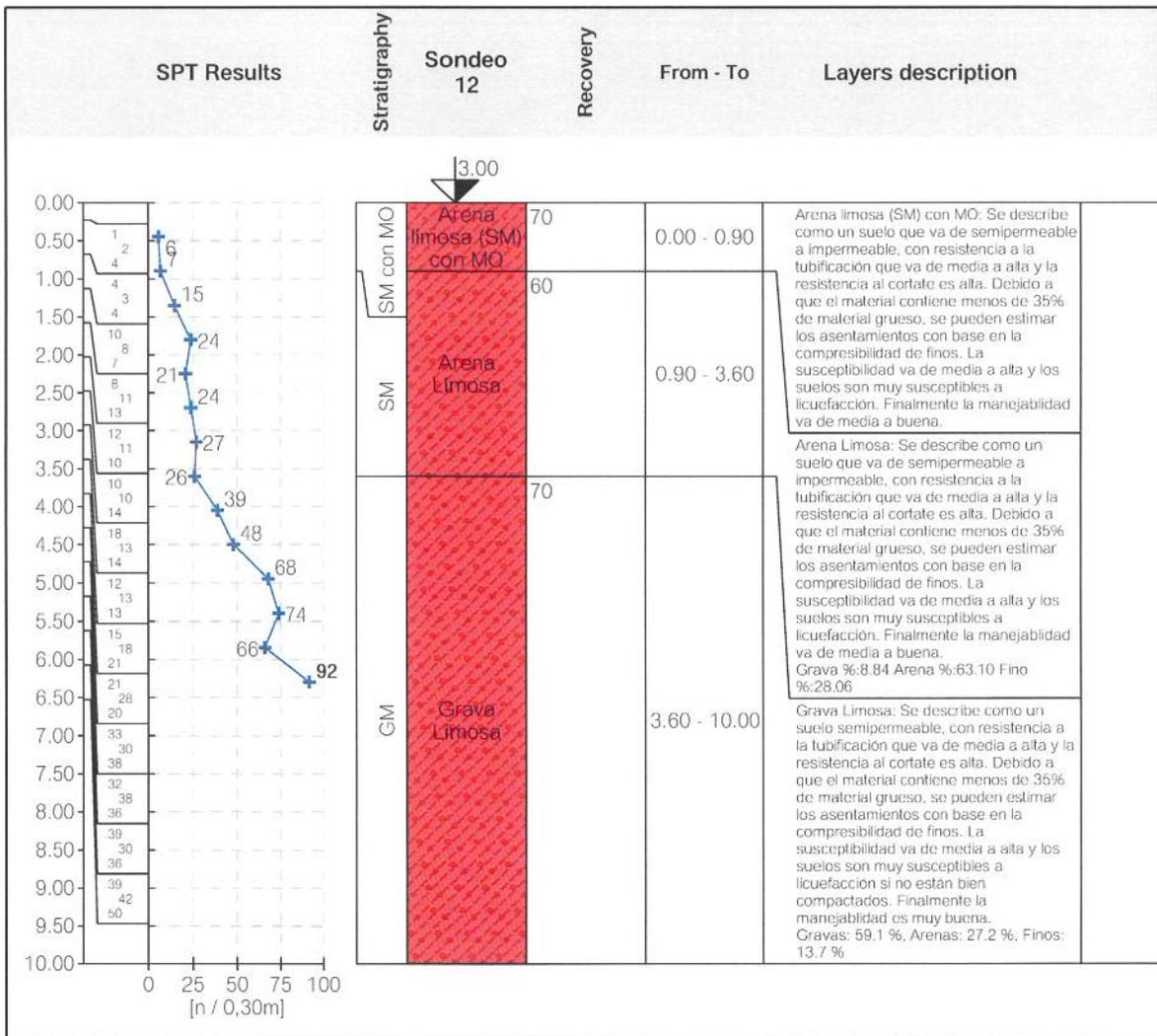
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		<b>Sondeo 10</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394913.92	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041909.89	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez				Bit - type, size: 1.5 metros			
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		<b>Sondeo 11</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manoguayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394889.22	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041953.67	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez				Bit - type, size: 1.5 metros			
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo.		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		<b>Sondeo 12</b>	
Project: <b>Proyecto Subestacion Engombe-Manogwayabo</b>							
Project ID: 001		Annex no.: 1		Drilling equipment: Maquina de Percusión sobre patines			
Location: Santo Domingo Oeste				Method of drilling: <b>Percusión</b>			
Foreman:		Date start: 7/2/2022		Overall depth: 10.00 m		Coordinate X: 394869.25	
Operator: Operador Ariel Mendez		Date end: 7/2/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2041884.44	
Documented: Julio Mundaray		Scale: 1:84.9		GWT steady:		Coordinate Z: 3.00 m	
Processed: J. Pérez		Bit - type, size: 1.5 metros					
Drilling:				Casing:			
Sampler: Toma Muestra Partido		Sampler hammer:		Weight: 63.50 kg		Drop: 0.76 m	



## **ANEXO II. Ensayos de laboratorio a muestras tomadas en campo**



Asesoría y evaluaciones especializadas

## Ensayos de laboratorios

Límites de Atterberg (ASTM D4318)	Contenido de humedad (ASTM D2216)
Granulometría de los materiales (ASTM D 6913)	Clasificación de los materiales de acuerdo con el sistema unificado suelos (SUCS) (ASTM D2487)

Revisado y supervisado por:

**Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas**  
Codia: 26626

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'J.P.C.', corresponding to the name above.



**Ing. Julio Leonardo Amin Mundaray Bautista.**  
Codia: 41590

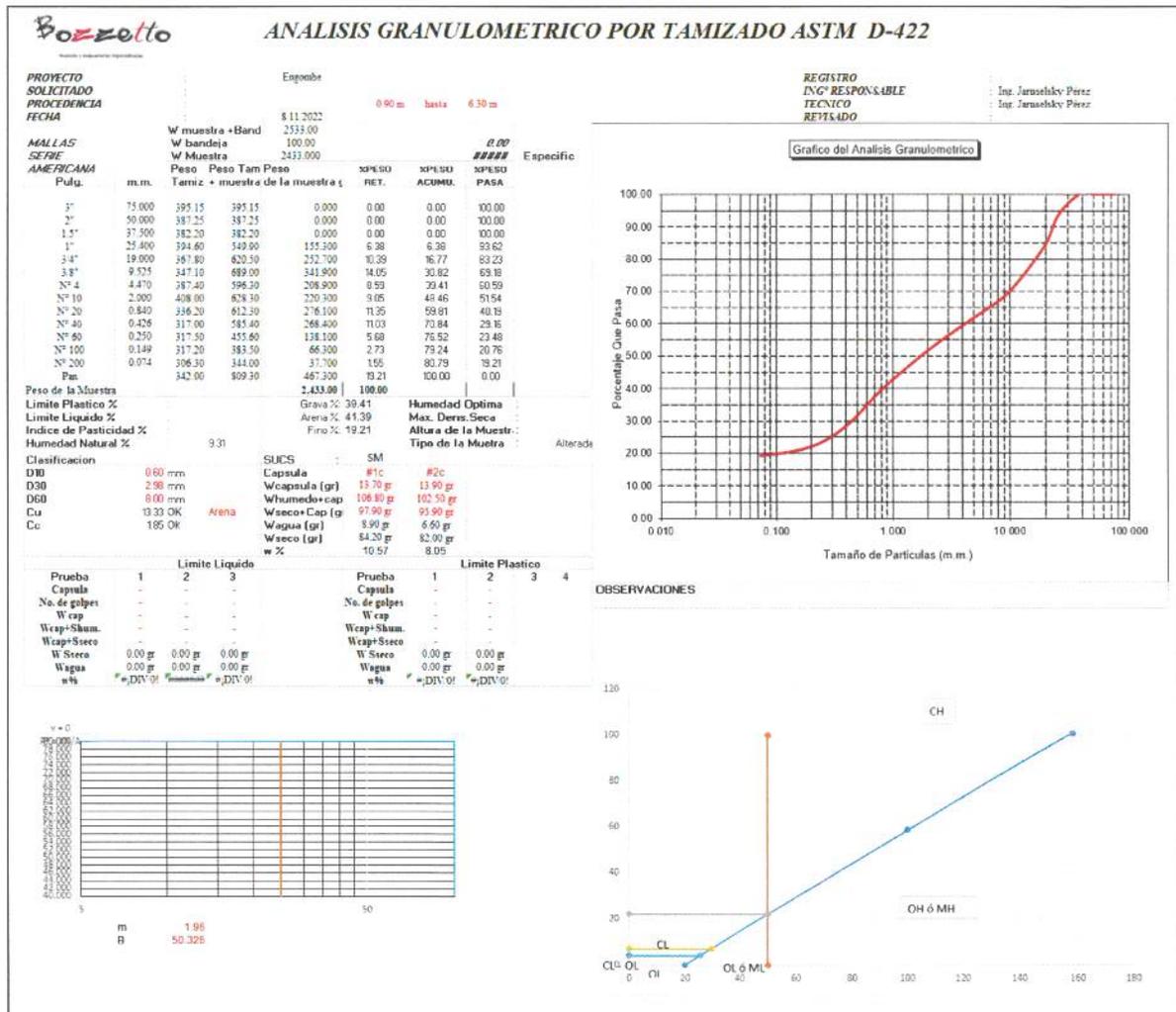
A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'J.L.A.M.', corresponding to the name above.

Por petición de EDESUR DOMINICANA, se han llevado a cabo las exploraciones y los ensayos de laboratorio con el objetivo de determinar la capacidad portante del suelo, el módulo de reacción y los asentamientos máximos en el emplazamiento del Proyecto Subestación Engombe-Managuayabo. A continuación, se presentan los análisis llevados a cabo, por el laboratorio Bozzetto SRL, a las muestras extraídas en dicho proyecto, el cual se encuentra ubicado en Santo Domingo Oeste.

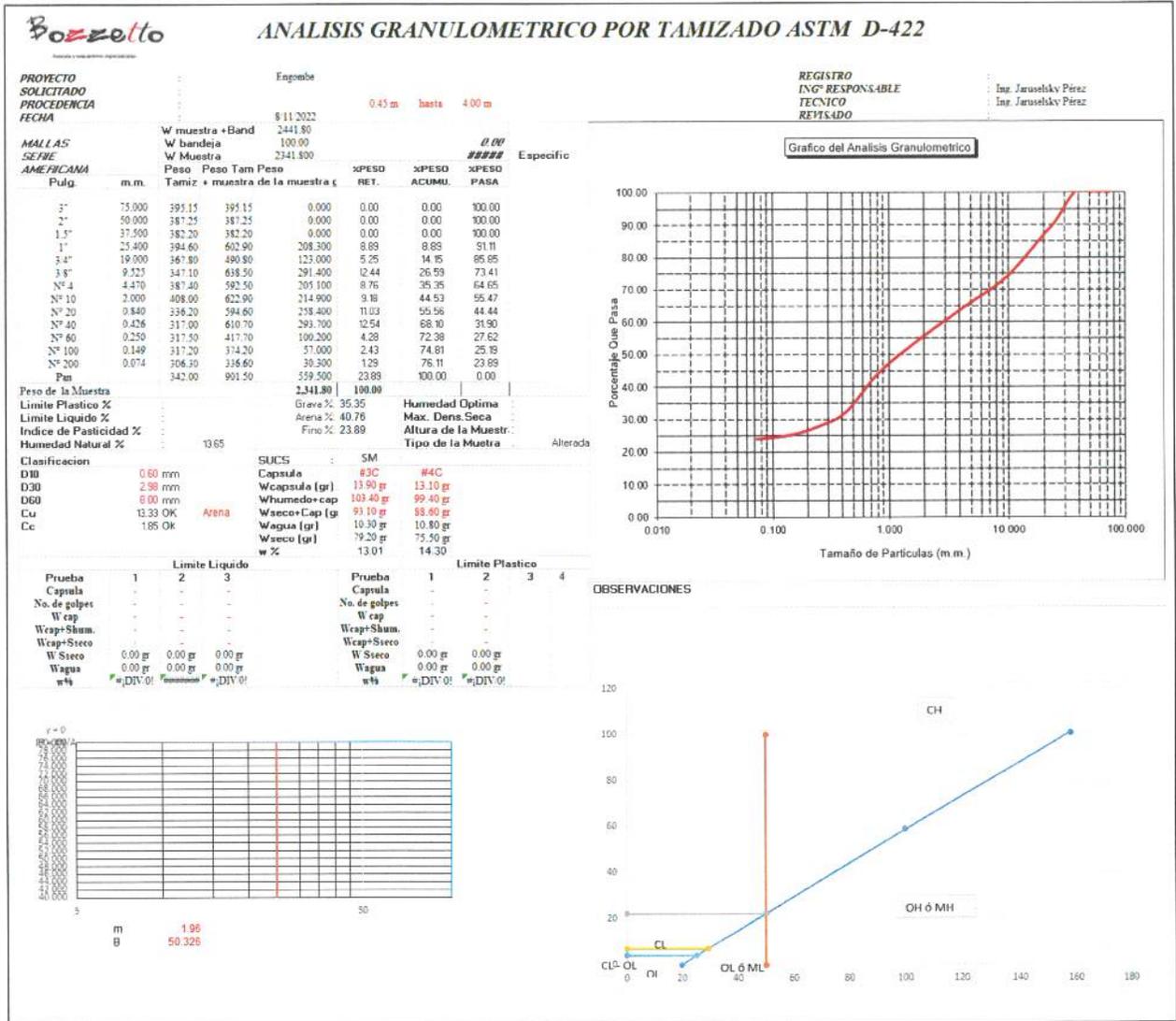
Los análisis a las muestras, las cuales se describen brevemente en el apartado de Trabajos de Campo y Ensayos realizados (páginas 8-10) fueron las siguientes:

1. Clasificación de los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (ASTM D2487)
2. Límites de Atterberg (ASTM D-4318; D-4319)
3. Granulometría de los materiales (ASTM D 6913)
4. Contenido de Agua (Humedad) (ASTM D-2216)

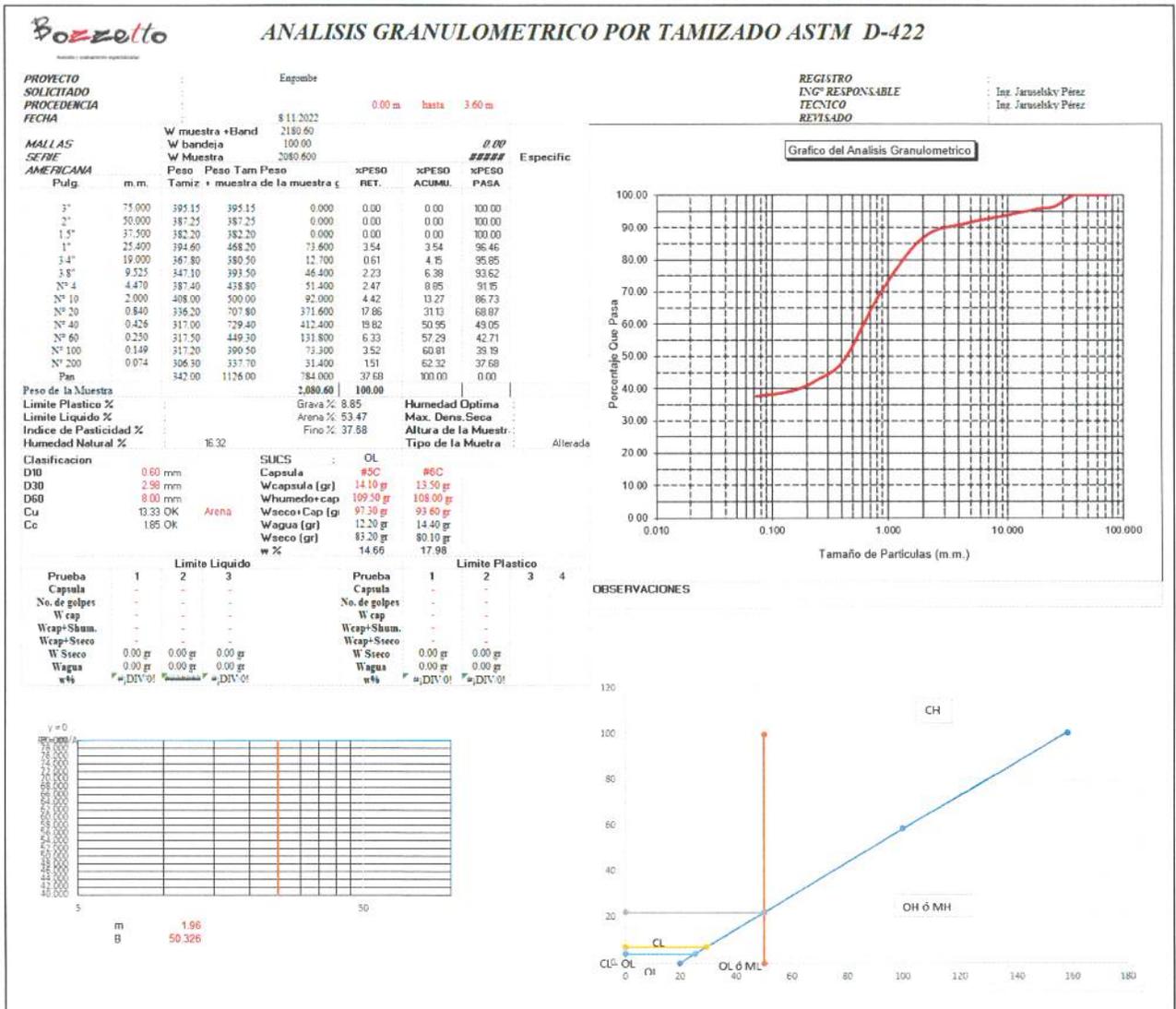
S1M1



S3M1

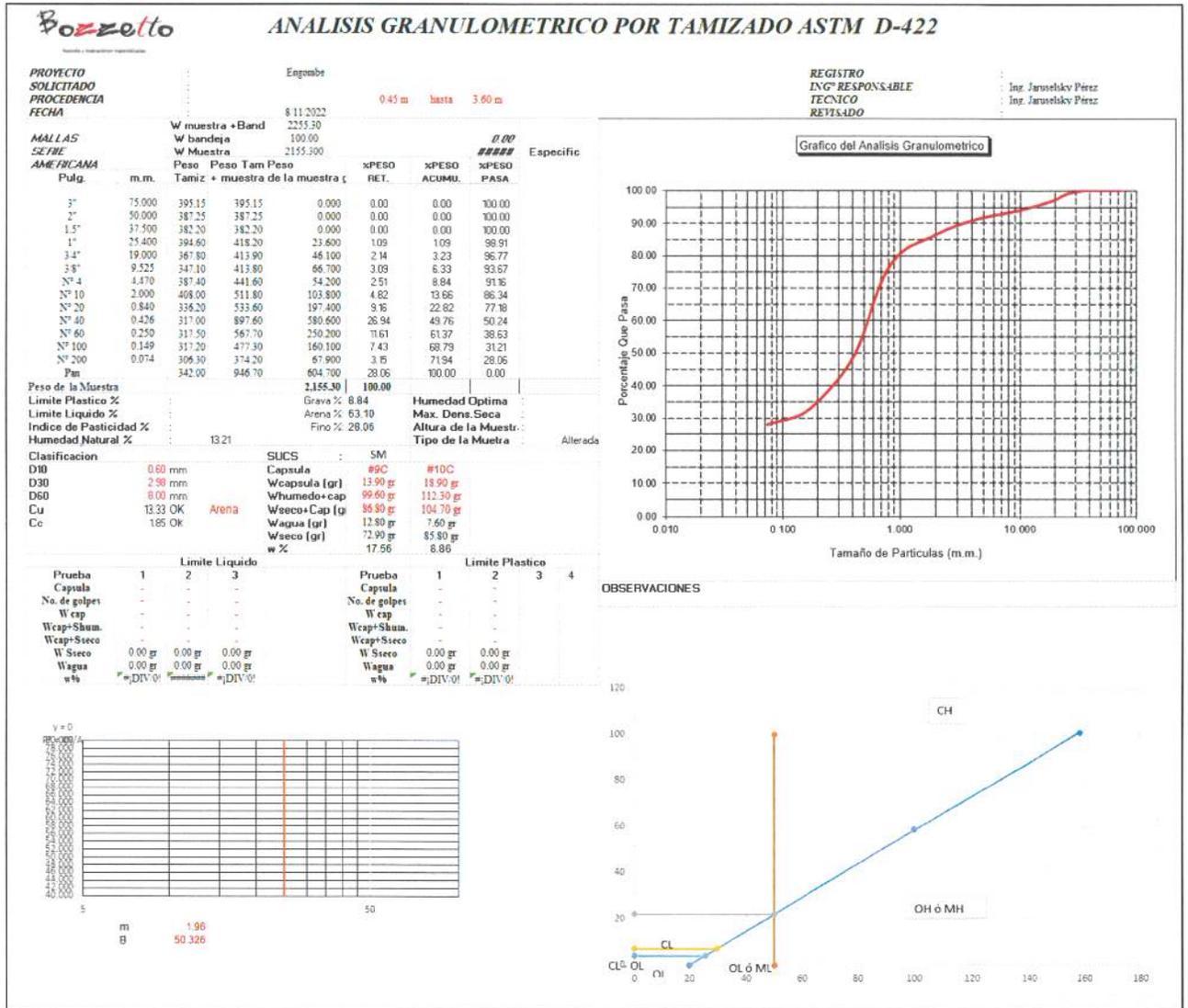


S6M1





S12M1



S12M2



## **Conclusiones**

Realizados todos los ensayos pertinentes de laboratorio a todas las muestras tomadas en campo, se presenta como conclusión que el suelo del terreno estudiado presenta homogeneidad y que los estratos encontrados son consistentes. A una profundidad con rango entre 0.00 y 0.90 metros se identificaron suelos consistentes en Arena Limosa (SM) con alto contenido de materia orgánica y rellenos antrópicos. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 1.80 m y 3.60 m aproximadamente, se encontró una Arena Limosa (SM) que presenta una humedad que va desde 9 % hasta 13.98 %. Finalmente, a una profundidad comprendida entre 7.80 y 15.50 metros, se identificó una Grava Limosa (GM) que presenta una humedad que va desde 9 % hasta 20 %.



---

ING. JARUSELSKY PÉREZ

Gerente de proyectos

[www.bozzettord.com](http://www.bozzettord.com)

## **ANEXO III. Determinación de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales (Memoria de Cálculo)**

## Memoria de Cálculos del Proyecto Subestación Engombe Manogwayabo

### DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN FUNDACIONES SUPERFICIALES

La presente memoria de cálculo tiene por finalidad determinar la capacidad de carga admisible y asentamientos para el proyecto "**Subestación Engombe-Manogwayabo**"

#### LEYENDA;

$\gamma_d$  = *Peso específico del material*

$S_{eR}$  = *Asiento Elástico*

$E_{sL}$  = *Módulo Elástico*

$\phi$  = *Ángulo de fricción interno*

$c$  = *Relación de Poisson*

$B$  = *Dimensión menor de la zapata*

$D_f$  = *Profundidad de desplante*

$\left( \begin{matrix} N_{q1M} \\ N_{\gamma1M} \\ N_{c1M} \end{matrix} \right)$  = *Factores de capacidad de carga propuestos por Meyerhof (1963)*

$FSE$  = *Factor de seguridad Estático*

$q_{ul1M}$  = *Capacidad de carga última*

$q_{admME}$  = *Capacidad de carga admisible Estática*

$q_{admMD}$  = *Capacidad de carga admisible dinámica*

$K_{e1E}$  = *Módulo de reacción o coeficiente de Balasto*

$c$  = *Cohesión*

## PARAMETROS GENERALES DEL SUELO

-Datos obtenidos de los ensayos de laboratorio (ver anexos I al II de Resultados de Laboratorio)

*1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura*

- Espesor del Estrato:  $H_1 := 7.8 \cdot m$
- Humedad:  $w_1 := 20\%$
- Relación de Vacíos:  $e_1 := 1.11$
- Densidad Seca:  $\gamma_{d1} := 1.28 \cdot \frac{tonne}{m^3}$
- Ángulo de fricción:  $\phi_1 := 28^\circ$
- Cohesión:  $c_1 := 0.10 \cdot \frac{kg}{cm^2}$

*2. Unidad 2. Grava Limosa, GM, Consistencia Muy Firme a Dura*

- Espesor del Estrato:  $H_2 := 8.50 \cdot m$
- Humedad:  $w_2 := 19.0\%$
- Relación de Vacíos:  $e_2 := 1.11$
- Densidad Seca:  $\gamma_{d2} := 1.39 \cdot \frac{tonne}{m^3}$
- Ángulo de fricción:  $\phi_2 := 30^\circ$
- Cohesión:  $c_2 := 0.10 \cdot \frac{kg}{cm^2}$

**Parámetros de diseño**

- **Datos para Zapata cuadrada**

$$B := 1.0 \cdot m$$

$$L := 1.0 \cdot m$$

$$D_{f1} := 1.2 \cdot m$$

- **Datos para Zapata continua**

$$L_c := 5 \cdot m$$

$$B_c := 1.0 \cdot m$$

$$D_{f2} := 1.2 \cdot m$$

72

- **Datos para Platea**

$$L_p := 10 \cdot m$$

$$B_p := 5 \cdot m$$

$$D_{f3} := 0.30 \cdot m$$

$$FSE := 3 \quad (\text{Factor de seguridad Estático})$$

*NOTA: No se detectó presencia del nivel freático*

### FACTORES DE CAPACIDAD POR MEYERHOF

Los factores de capacidad de carga se determinan mediante las ecuaciones propuestas por **Meyerhof (1963)**:

*1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura*

#### **Corte general**

$$N_{q1M} := \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_1)} = 14.72$$

$$N_{\gamma 1M} := 2 \cdot (N_{q1M} + 1) \cdot \tan(\phi_1) = 16.717$$

$$N_{c1M} := \frac{(N_{q1M} - 1)}{\tan(\phi_1)} = 25.803$$

**Caso de Zapata Cuadrada**  $B := L$

· Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs11} := 1 + B \cdot \frac{N_{q1M}}{L \cdot N_{c1M}} = 1.57 \quad F_{qs11} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi_1) = 1.532 \quad F_{\gamma s11} := 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L} = 0.6$$

· Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd11}(D_f, B) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{B} \leq 1 \\ \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_f}{L} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan} \left( \frac{D_f}{B} \right) \right) \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd11}(D_f, B) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{B} \leq 1 \\ \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_f}{B} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{B}\right) \right) \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd11}(D_{f1}, B) = 1.35$$

$$F_{qd11}(D_{f1}, B) = 1.262$$

$$F_{\gamma d11} := 1$$

- Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci11} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi11} := F_{ci11} = 1$$

$$F_{\gamma i11} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

### Caso de Zapata Corrida

- Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs12} := 1 + Bc \cdot \frac{N_{q1M}}{Lc \cdot N_{c1M}} = 1.114 \quad F_{qs12} := 1 + \frac{Bc}{Lc} \cdot \tan(\phi_1) = 1.106 \quad F_{\gamma s12} := 1 - \frac{0.4 \cdot Bc}{Lc} = 0.92$$

- Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd12}(D_f, Bc) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{Bc} \leq 1 \\ \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_f}{Lc} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{Bc}\right) \right) \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd12}(D_f, Bc) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{Bc} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_f}{Bc} \right. \right. \\ \text{else} \\ \left. \left. \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{Bc}\right) \right) \right. \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd12}(D_{f2}, Bc) = 1.35$$

$$F_{qd12}(D_{f2}, Bc) = 1.262$$

$$F_{\gamma d12} := 1$$

· Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci12} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi12} := F_{ci12} = 1$$

$$F_{\gamma i12} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

#### Caso Platea

· Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs13} := 1 + B_p \cdot \frac{N_{q1M}}{L_p \cdot N_{c1M}} = 1.285 \quad F_{qs13} := 1 + \frac{B_p}{L_p} \cdot \tan(\phi_1) = 1.266 \quad F_{\gamma s13} := 1 - \frac{0.4 \cdot B_p}{L_p} = 0.8$$

· Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd13}(D_{f3}, B_p) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_{f3}}{L_p} \right. \right. \\ \text{else} \\ \left. \left. \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right. \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd13}(D_{f3}, B_p) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_{f3}}{B_p} \right. \right. \\ \text{else} \\ \left. \left. \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right. \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd13}(D_{f3}, B_p) = 1.012$$

$$F_{qd13}(D_{f3}, B_p) = 1.018$$

$$F_{\gamma d13} := 1$$

- Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci13} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi13} := F_{ci13} = 1$$

$$F_{\gamma i13} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

## 2. Unidad 2. Grava Limosa, GM, Consistencia Muy Firme a Dura

### Corte general

$$N_{q2M} := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_2)} = 18.401$$

$$N_{\gamma 2M} := 2 \cdot (N_{q2M} + 1) \cdot \tan(\phi_2) = 22.402$$

$$N_{c2M} := \frac{(N_{q2M} - 1)}{\tan(\phi_2)} = 30.14$$

Caso de Zapata Cuadrada

$$B := L$$

- Factores de Forma Unidad 2 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs21} := 1 + B \cdot \frac{N_{q2M}}{L \cdot N_{c2M}} = 1.611$$

$$F_{qs21} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi_2) = 1.577$$

$$F_{\gamma s21} := 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L} = 0.6$$

- Factores de Profundidad Unidad 2 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd21}(D_{f1}, B) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f1}}{B} \leq 1 \\ \left| \left| 1 + \frac{0.4 \cdot D_{f1}}{L} \right| \right| \\ \text{else} \\ \left| \left| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f1}}{B}\right) \right) \right| \right| \end{cases}$$

$$F_{qd21}(D_{f1}, B) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f1}}{B} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \frac{D_{f1}}{B} \right\| \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f1}}{B}\right) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd21}(D_{f1}, B) = 1.35$$

$$F_{qd21}(D_{f1}, B) = 1.253$$

$$F_{\gamma d21} := 1$$

- Factores de Inclinación Unidad 2 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci21} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi21} := F_{ci21} = 1$$

$$F_{\gamma i21} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_2}\right)^2 = 1$$

### Caso de Zapata Corrida

- Factores de Forma Unidad 2 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs22} := 1 + Bc \cdot \frac{N_{q2M}}{Lc \cdot N_{c2M}} = 1.122 \quad F_{qs22} := 1 + \frac{Bc}{Lc} \cdot \tan(\phi_2) = 1.115 \quad F_{\gamma s22} := 1 - \frac{0.4 \cdot Bc}{Lc} = 0.92$$

- Factores de Profundidad Unidad 2 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd22}(D_{f2}, Bc) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f2}}{Bc} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_{f2}}{Lc} \right\| \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f2}}{Bc}\right) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd22}(D_{f2}, Bc) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f2}}{B} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \frac{D_{f2}}{Bc} \right\| \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D_{f2}}{Bc}\right) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd22}(D_{f2}, Bc) = 1.35$$

$$F_{qd22}(D_{f2}, Bc) = 1.253$$

$$F_{\gamma d22} := 1$$

- Factores de Inclinación Unidad 2 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci22} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi22} := F_{ci22} = 1$$

$$F_{\gamma i22} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

### Caso Platea

- Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs23} := 1 + B_p \cdot \frac{N_{q1M}}{L_p \cdot N_{c1M}} = 1.285 \quad F_{qs23} := 1 + \frac{B_p}{L_p} \cdot \tan(\phi_2) = 1.289 \quad F_{\gamma s23} := 1 - \frac{0.4 \cdot B_p}{L_p} = 0.8$$

- Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd23}(D_{f3}, B_p) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left\| \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_{f3}}{L_p} \right\| \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd23}(D_{f3}, B_p) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left| \left| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \frac{D_{f3}}{B_p} \right| \right| \\ \text{else} \\ \left| \left| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (1 - \sin(\phi_2))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right| \right| \end{cases}$$

$$F_{cd13}(D_{f3}, B_p) = 1.012$$

$$F_{qd13}(D_{f3}, B_p) = 1.018$$

$$F_{\gamma d13} := 1$$

· Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por Meyerhof (1953)

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci23} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi23} := F_{ci23} = 1$$

$$F_{\gamma i23} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_2}\right)^2 = 1$$

## CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO

Se determina la capacidad soporte del suelo para todas las unidades siguiendo el caso de falla por corte general propuesto por Terzaghi (1943)

### 1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada **está dada por:**

$$q_{ul11T} := 1.3 \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + 0.4 \cdot \gamma_{d1} \cdot B \cdot N_{\gamma1M} = 6.471 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{admMCT11} := \frac{q_{ul11T}}{FSE} = 2.157 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT11} := 1.3 \cdot q_{admMCT11} = 2.804 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Sísmico})$$

70

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida, **está dada por:**

$$q_{ul12T} := N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f2} \cdot N_{q1M} + 0.5 \cdot \gamma_{d1} \cdot Bc \cdot N_{\gamma1M} = 5.911 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{admMCT12} := \frac{q_{ul12T}}{FSE} = 1.97 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT12} := 1.3 \cdot q_{admMCT12} = 2.562 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para el caso de Platea, **está dada por:**

$$q_{ul13T} := N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f3} \cdot N_{q1M} + 0.5 \cdot \gamma_{d1} \cdot B_p \cdot N_{\gamma1M} = 8.495 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT13} := \frac{q_{ul13T}}{FSE} = 2.832 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT13} := 1.3 \cdot q_{admMCT13} = 3.681 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

## 2. Unidad 2. Grava Limosa, GM, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada **está dada por:**

$$q_{ul21T} := 1.3 \cdot N_{c2M} \cdot c_2 + \gamma_{d2} \cdot D_{f1} \cdot N_{q2M} + 0.4 \cdot \gamma_{d2} \cdot B \cdot N_{\gamma2M} = 8.233 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT21} := \frac{q_{ul21T}}{FSE} = 2.744 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT21} := 1.3 \cdot q_{admMCT21} = 3.568 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida, **está dada por:**

$$q_{ul22T} := N_{c2M} \cdot c_2 + \gamma_{d2} \cdot D_{f2} \cdot N_{q2M} + 0.5 \cdot \gamma_{d2} \cdot Bc \cdot N_{\gamma2M} = 7.64 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT22} := \frac{q_{ul22T}}{FSE} = 2.547 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT22} := 1.3 \cdot q_{admMCT22} = 3.311 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para el caso de Platea, **está dada por:**

$$q_{ul23T} := N_{c2M} \cdot c_1 + \gamma_{d2} \cdot D_{f3} \cdot N_{q2M} + 0.5 \cdot \gamma_{d2} \cdot B_p \cdot N_{\gamma2M} = 11.566 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT13} := \frac{q_{ul13T}}{FSE} = 2.832 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMDT13} := 1.3 \cdot q_{admMCT13} = 3.681 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**Se determina la capacidad soporte para todas las unidades siguiendo el caso de falla por corte general propuesto por Meyerhof (1953)**

### 1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul11M} := F_{cs11} \cdot F_{cd11}(D_{f1}, B) \cdot F_{c11} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs11} \cdot F_{qd11}(D_{f1}, B) \cdot F_{q11} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s11} \cdot F_{\gamma d11} \cdot F_{\gamma i11} \cdot \gamma_{d1} \cdot B \cdot N_{\gamma1M} = 11.127 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME11} := \frac{q_{ul11M}}{FSE} = 3.709 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD11} := 1.3 \cdot q_{admME11} = 4.822 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul12M} := F_{cs12} \cdot F_{cd12}(D_{f2}, Bc) \cdot F_{c12} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs12} \cdot F_{qd12}(D_{f2}, Bc) \cdot F_{q12} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s12} \cdot F_{\gamma d12} \cdot F_{\gamma i12} \cdot \gamma_{d1} \cdot Bc \cdot N_{\gamma1M} = 9.008 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME12} := \frac{q_{ul12M}}{FSE} = 3.003 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD12} := 1.3 \cdot q_{admME12} = 3.903 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la platea siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul13M} := F_{cs13} \cdot F_{cd13}(D_{f3}, B_p) \cdot F_{c13} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs13} \cdot F_{qd13}(D_{f3}, B_p) \cdot F_{q13} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f3} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s13} \cdot F_{\gamma d13} \cdot F_{\gamma i13} \cdot \gamma_{d1} \cdot B_p \cdot N_{\gamma1M} = 12.644 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME13} := \frac{q_{ul13M}}{FSE} = 4.215 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD13} := 1.3 \cdot q_{admME13} = 5.479 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sismico})$$

## 2. Unidad 2. Grava Limosa, GM, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul21M} := F_{cs21} \cdot F_{cd21}(D_{f1}, B) \cdot F_{c21} \cdot N_{c2M} \cdot c_2 + F_{qs21} \cdot F_{qd21}(D_{f1}, B) \cdot F_{q21} \cdot \gamma_{d2} \cdot D_{f1} \cdot N_{q2M} + F_{\gamma s21} \cdot F_{\gamma d21} \cdot F_{\gamma 21} \cdot \gamma_{d2} \cdot B \cdot N_{\gamma 2M} = 14.489 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME21} := \frac{q_{ul21M}}{FSE} = 4.83 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD21} := 1.3 \cdot q_{admME21} = 6.279 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sismico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul22M} := F_{cs22} \cdot F_{cd22}(D_{f2}, Bc) \cdot F_{c22} \cdot N_{c2M} \cdot c_2 + F_{qs22} \cdot F_{qd22}(D_{f2}, Bc) \cdot F_{q22} \cdot \gamma_{d2} \cdot D_{f2} \cdot N_{q2M} + F_{\gamma s22} \cdot F_{\gamma d22} \cdot F_{\gamma 22} \cdot \gamma_{d2} \cdot Bc \cdot N_{\gamma 2M} = 11.722 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME22} := \frac{q_{ul22M}}{FSE} = 3.907 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD22} := 1.3 \cdot q_{admME22} = 5.079 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sismico})$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la platea siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, está dada por:

$$q_{ul23M} := F_{cs23} \cdot F_{cd23}(D_{f3}, B_p) \cdot F_{c23} \cdot N_{c2M} \cdot c_2 + F_{qs23} \cdot F_{qd23}(D_{f3}, B_p) \cdot F_{q23} \cdot \gamma_{d2} \cdot D_{f3} \cdot N_{q2M} + F_{\gamma s23} \cdot F_{\gamma d23} \cdot F_{\gamma 23} \cdot \gamma_{d2} \cdot B_p \cdot N_{\gamma 2M} = 17.382 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME23} := \frac{q_{ul23M}}{FSE} = 5.794 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{admMD23} := 1.3 \cdot q_{admME23} = 7.532 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sismico})$$

**VALORES MINIMOS DE CAPACIDAD DE CARGA****1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura****Para Zapata cuadrada**

$$q_{adm11E} := \min(q_{admMCT11}, q_{admME11}) = 2.157 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm11D} := \min(q_{admMDT11}, q_{admMD11}) = 2.804 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**Para Zapata corrida**

$$q_{adm12E} := \min(q_{admMCT12}, q_{admME12}) = 1.97 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm12D} := \min(q_{admMDT12}, q_{admMD12}) = 2.562 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**Para Platea**

$$q_{adm13E} := \min(q_{admMCT13}, q_{admME13}) = 2.832 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm13D} := \min(q_{admMDT13}, q_{admMD13}) = 3.681 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**1. Unidad 1. Arena Limosa, SM, Consistencia Muy Firme a Dura****Para Zapata cuadrada**

$$q_{adm21E} := \min(q_{admMCT21}, q_{admME21}) = 2.744 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm21D} := \min(q_{admMDT21}, q_{admMD21}) = 3.568 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**Para Zapata corrida**

$$q_{adm22E} := \min(q_{admMCT22}, q_{admME22}) = 2.547 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm22D} := \min(q_{admMDT22}, q_{admMD22}) = 3.311 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

**Para Platea**

$$q_{adm23E} := \min(q_{admMCT13}, q_{admME23}) = 2.832 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Estático})$$

$$q_{adm23D} := \min(q_{admMDT13}, q_{admMD23}) = 3.681 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Sísmico})$$

Utilizar capacidad admisible para zapata Cuadrada  $q_{adu} := 2.0 \frac{kg}{cm^2}$

Utilizar capacidad admisible para zapata Corrida  $q_{adu} := 2.0 \frac{kg}{cm^2}$

Utilizar capacidad admisible para Platea  $q_{adu} := 2.5 \frac{kg}{cm^2}$

**Cálculo de Asentamiento Elástico**

$$H_{1d} := 5.30 \text{ m}$$

**Para Zapata cuadrada**

$$z_1 := H_{1d} - D_{f1} = 4.1 \text{ m}$$

$$h_1 := 2 \cdot B = 2 \text{ m}$$

$$z_1 > 2 B$$

Estrato finito

$$\frac{D_{f1}}{B} = 1.2$$

$$v_1 := 71 \text{ tonne}$$

84

$$q_1 := \frac{v_1}{5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 1.42 \frac{kg}{cm^2}$$

Presión neta aplicada sobre la Cimentación

Módulo de Younga

$$E := 439 \frac{kg}{cm^2}$$

Relación de Poisson  $\nu := 0.30$

$$B_{11} := \frac{B}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Para determinar a Is y If

$$MR_{LB} := \frac{L}{B} = 1 \quad NR_{DB} := \frac{z_1}{\frac{B}{2}} = 8.2 \quad \alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{11} := 0.484 \quad f_{12} := 0.019$$

$$I_s := f_{11} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{12} = 0.495$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.65$$

$$Se_{11} := q_1 \cdot \alpha \cdot B_{11} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 0.189 \text{ cm}$$

### Para Zapata corrida

$$h_2 := 2 \cdot Bc = 2 \text{ m} \quad z_2 := H_{1d} - D_{f2} = 4.1 \text{ m}$$

$$\text{Estrato finito} \quad \frac{D_{f2}}{Bc} = 1.2$$

$$z_2 \leq 2 Bc$$

$$v_2 := 96 \text{ tonne}$$

$$q_2 := \frac{v_2}{Bc \cdot Lc} = 1.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Presión neta aplicada sobre la Cimentación}$$

Relación de Poisson  $\nu := 0.30$

$$B_{22} := \frac{Bc}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Para determinar a Is y If

$$MR_{LB} := \frac{Lc}{Bc} = 5 \quad NR_{DB} := \frac{z_2}{\frac{Bc}{2}} = 8.2 \quad \alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{21} := 0.777$$

$$f_{22} := 0.083$$

$$I_s := f_{21} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{22} = 0.824$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.78$$

$$Se_{12} := q_2 \cdot \alpha \cdot B_{22} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 0.512 \text{ cm}$$

### Para Platea

$$h_2 := 2 \cdot B_p = 10 \text{ m}$$

$$z_3 := H_{1d} - D_{f3} = 5 \text{ m}$$

$$z_2 \leq 2 B_c$$

Estrato finito

$$\frac{D_{f3}}{B_p} = 0.06$$

$$v_2 := 4800 \text{ tonne}$$

$$q_2 := \frac{v_2}{B_p \cdot L_p} = 9.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Presión neta aplicada sobre la Cimentación

Relación de Poisson  $\nu := 0.30$

$$B_{33} := \frac{B_p}{2} = 2.5 \text{ m}$$

Para determinar a  $I_s$  y  $I_f$

$$MR_{LB} := \frac{L_p}{B_p} = 2$$

$$NR_{DB} := \frac{z_3}{\frac{B_p}{2}} = 2 \quad \alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{21} := 0.125$$

86

$$f_{22} := 0.109$$

$$I_s := f_{21} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{22} = 0.187$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.93$$

$$Se_{12} := q_2 \cdot \alpha \cdot B_{33} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 3.466 \text{ cm}$$

### Cálculo de Asentamiento por Consolidación

#### Estrato 1

$$\gamma_{dz} := 1.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad dz := 0.90 \text{ m} \quad dz_1 := 1.35 \text{ m} \quad dz_2 := 1.35 \text{ m}$$

$$\sigma_{01} := \gamma_{dz} \cdot dz + \gamma_{d1} \cdot \frac{dz_1}{2} = 0.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$LL_1 := 24$$

$$Sc_1 := 0.009 \frac{(LL_1 - 10)}{1 + e_1} \cdot \log \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{q_1}{\sigma_{01}} \right) \cdot \frac{z_1}{2} = 4.859 \text{ cm}$$

#### Estrato 2

$$dz := 1 \text{ m} \quad dz_1 := 1.35 \text{ m} \quad dz_2 := 1.35 \text{ m}$$

$$\sigma_{02} := \gamma_{d1} \cdot dz_1 + \gamma_{d2} \cdot \frac{dz_2}{2} = 0.267 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$LL_2 := 25$$

$$Sc_2 := 0.009 \frac{(LL_2 - 10)}{1 + e_2} \cdot \log \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{q_2}{\sigma_{02}} \right) \cdot \frac{z_1}{2} = 11.986 \text{ cm}$$

### Módulo de Reacción

Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata aislada

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{87 \text{ cm}} = 2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$

**Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata corrida**

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2.0 \frac{kg}{cm^2}}{1 \text{ cm}} = 2.4 \frac{kg}{cm^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $2.4 \frac{kg}{cm^3}$

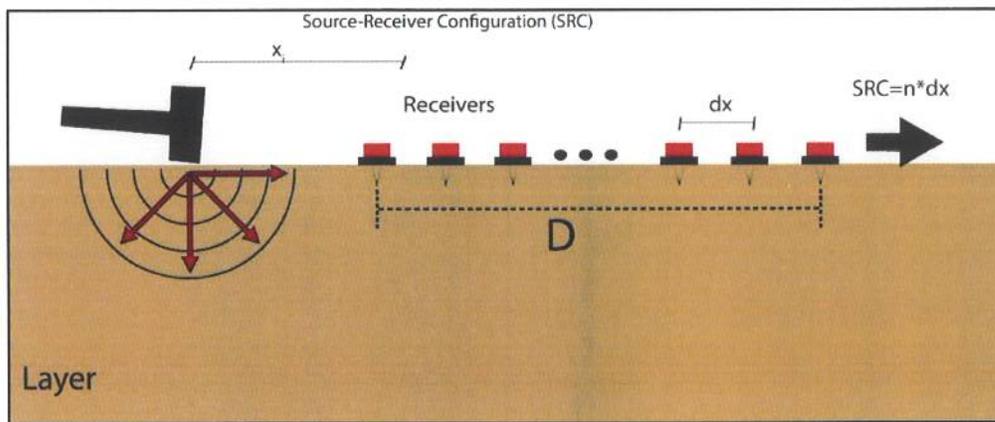
**Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata corrida**

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2.5 \frac{kg}{cm^2}}{1 \text{ cm}} = 3 \frac{kg}{cm^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $3.0 \frac{kg}{cm^3}$

## **ANEXO IV. Estudio de Clasificación Sísmica del Suelo (Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW))**

# Clasificación sísmica de sitio mediante el método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) en el proyecto Subestación Engombe-Manogwayabo



Revisado por: Dr. Jaruselsky Pérez-Cuevas

**Proyecto Subestación Engombe-Manoguayabo**  
**República Dominicana**  
**8 de noviembre de 2022**

**Clasificación sísmica de sitio mediante método MASW**  
**Proyecto Subestación Engombe-Manoguayabo**

**ESTUDIO GEOFÍSICO**

**1. Fundamentos de los métodos sísmicos**

La Geofísica Aplicada es una tecnología relativamente experimentada en ámbitos muy concretos para los cuales fue desarrollada como es la exploración de minerales estratégicos y de hidrocarburos. Sin embargo, desde hace unas pocas décadas, se está redescubriendo estas técnicas dentro de otros campos de actuación como son el medioambiente, la hidrogeología, la geotecnia, la investigación forense, ingeniería civil, etc., y todo ello debido al desarrollo de los equipos electrónicos, el avance tanto del hardware como del software para el tratamiento de los datos obtenidos en campo, el abaratamiento de los equipos, hasta ahora prohibitivos, y también debido a la aparición de nuevas técnicas y equipos que están proporcionando unos datos más fiables y a la vez obtenidos sobre el terreno a un menor coste.

Dentro de la amplia gama de equipos y técnicas disponibles para el estudio y análisis de los problemas relacionados a los campos descritos en el párrafo anterior, sobresalen, por la característica física que van a medir, su versatilidad, fiabilidad en los resultados, rapidez de puesta en el terreno, etc., los equipos encuadrados en los métodos de exploración sísmica, más concretamente el método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW, por sus siglas en inglés) (Park et al. 1999). Esta técnica empleada para la adquisición de ondas superficiales puede describirse como la aplicación de las ciencias físicas al estudio de la parte más superficial de la corteza terrestre. Con la aplicación del método MASW se tratan ondas superficiales con frecuencia entre 3 y 50 Hz que se registran mediante un sistema de grabación multicanal o sismógrafo y un conjunto de geófonos (12 o más) desplegados a una separación determinada (Figura 1). Este método permite determinar la distribución de la velocidad de cizalla a partir de la captación de las ondas superficiales asociadas a cada tipo de material, obteniendo un perfil de velocidades de ondas S ( $V_s$ ) (Park et al. 2001).

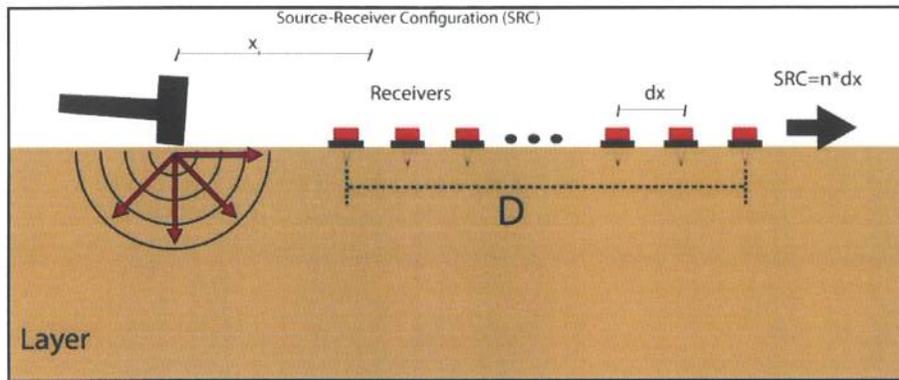


Figura 1. Configuración del método MASW en su forma activa

El método MASW permite medir la velocidad de las ondas Rayleigh, las cuales presentan mayor eficacia, en términos de energía sísmica. Estas ondas representan, aproximadamente, el 70 % de la energía sísmica total producida por la fuente sísmica y, además, cuenta con una propiedad física importante denominada dispersión, la cual viene definida como la variación del valor de la velocidad de propagación de las ondas superficiales en función de la longitud de onda ( $\lambda$ ), o de la frecuencia ( $f$ ) (Figura 2). Así, a la variación del valor de la velocidad de propagación de dichas ondas para cada longitud de onda se la conoce como velocidad de fase ( $C_f$ ). El fenómeno de la dispersión se manifiesta cuando el medio no es homogéneo verticalmente en términos de la distribución de los valores de  $V_s$  con la profundidad.

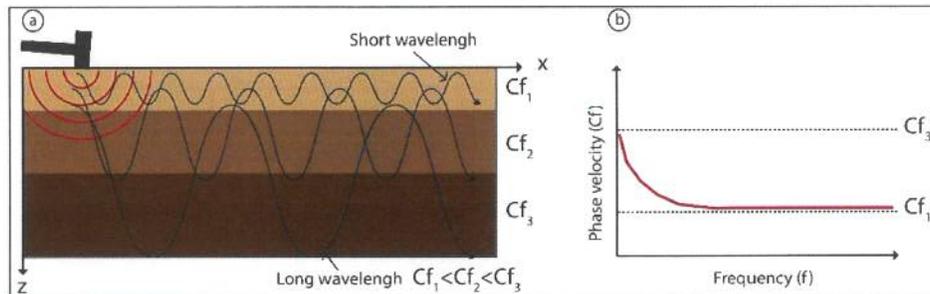


Figura 2. (a) Dispersión de ondas Rayleigh en medios heterogéneos, (b) Concepto de dispersión en la transmisión de ondas Rayleigh

La  $V_s$  viene dada principalmente por el valor promedio de la velocidad de fase, por lo que, cuando hay una variación vertical de la velocidad de propagación de los materiales que forman el medio, las ondas de corte se propagarán de forma dispersiva atenuándose más rápidamente aquellas ondas, caracterizadas por longitudes de onda pequeña, con la profundidad (Ivanov et al. 2001). Esto es importante porque efectivamente las ondas caracterizadas por pequeñas longitudes de onda se propagarán por las zonas más superficiales poniendo de manifiesto las propiedades sísmicas de los materiales propios de dichas zonas y, por el contrario, las ondas con mayores longitudes

de onda podrán propagarse a través de zonas más profundas permitiendo obtener las propiedades sísmicas de dichos horizontes (Figura 2a). Es importante destacar que además de la velocidad de ondas S ( $V_s$ ), la velocidad de fase ( $C_f$ ) es función de la frecuencia y de los siguientes parámetros: la densidad ( $\rho$ ), el espesor de las capas ( $H$ ) y en menor medida del valor de la velocidad a compresión de las ondas P ( $V_p$ ).

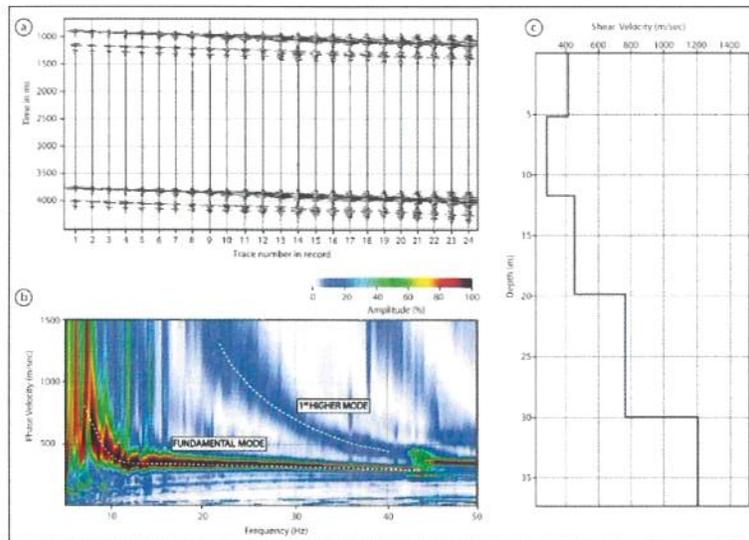
La velocidad de fase para diferentes longitudes de ondas la define la ecuación de ondas para el tratamiento de los suelos superficiales. Esto permite que mediante el análisis de dispersión de los datos sísmicos se pueda construir la velocidad de la onda de cizalla cuando se conoce el módulo de cizalla ( $\mu$ ) y la densidad de los materiales ( $\rho$ ) (Park 1995).

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (1.1)$$

Físicamente, cuando se aplica el método MASW, lo que ocurre es que las ondas que viajan horizontalmente por la superficie (ondas superficiales) son registradas por los geófonos, los cuales tienen un Inter espaciado ( $dx$ ) y una separación entre el punto de disparo y el primer geófono llamada *offset* ( $x$ ) (Figura 1). Estas ondas se analizan a diferentes frecuencias para las velocidades de fase en base a la diferencia ( $\Delta t_f$ ) del tiempo de llegada de las ondas superficiales a los geófonos.

$$C_f = \frac{x}{\Delta t_f} \quad (1.2)$$

Las diferentes frecuencias de las ondas Rayleigh para una velocidad de fase dada es conocida como modos. El modo que está en el rango de menor velocidad se conoce como modo fundamental y los que aparecen en el rango de mayor velocidad se conocen como modos superiores (Figura 3b) (Ivanov et al. 2001). Los modos superiores son independientes de la velocidad de fase de los modos fundamentales y se presentan bajo una condición de frecuencia determinada.



**Figura 3. Procedimiento para la obtención de perfiles 1-D de velocidad de cizalla, a) Registro de las ondas sísmicas en un sismograma, b) Extracción de las curvas de dispersión del modo fundamental y del primer modo superior y c) Modelo 1D de la velocidad de corte vs. profundidad.**

Para el cálculo de la curva de dispersión Park et al. (1998) propuso que se aplicara la transformada de Fourier a las señales registradas en cada geófono  $u(x, \Delta t_f)$  (variables tiempo y espacio) para obtener  $U(x, \omega)$ :

$$U(x, \omega) = \int u(x, \Delta t_f) e^{i\omega t} dt \quad (1.3)$$

Donde,  $\omega$  es la frecuencia y angular y  $U(x, \omega)$  representa el producto entre su espectro de fase  $P(x, \omega)$  y su amplitud  $A(x, \omega)$ . El espectro de fase contiene toda la información sobre las propiedades dispersivas del sitio y puede expresarse en términos del número de onda para el modo  $m$ .

$$K_m(\omega) = \frac{\omega}{C_f} \quad (1.4)$$

La amplitud está relacionada con la atenuación y la divergencia esférica sufrida por cada señal. Consiguientemente  $U(x, \omega)$  puede ser expresada de la siguiente manera:

$$U(x, \omega) = P(x, \omega)A(x, \omega) = e^{-iK_m(\omega)x} A(x, \omega) \quad (1.5)$$

Para cuantificar la respuesta del dispositivo sísmico a las distintas combinaciones de frecuencia y número de onda, Park et al. (1998) formula la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} V(\omega, k) &= \int e^{ikx} \frac{U(x, \omega)}{|U(x, \omega)|} dx \\ &= \int e^{-i(K_m(\omega) - k)x} \frac{A(x, \omega)}{|A(x, \omega)|} dx \end{aligned} \quad (1.6)$$

Para una frecuencia dada, existirán máximos cuando  $K_m(\omega) = k$  para los distintos modos de propagación, permitiendo así la identificación de la curva de dispersión. Cuando el máximo es identificado en el dominio  $f-k$  (frecuencia-número de onda) se calculan las velocidades de fase con la siguiente expresión:

$$C_f = \frac{2\pi f}{k} \quad (1.7)$$

Finalmente, la tercera etapa (inversión matemática de los datos contenidos en la curva de dispersión) consiste en mostrar la sensibilidad de las velocidades de fase de las ondas Rayleigh y producir modelos de  $V_s$  que respondan adecuadamente a los diferentes materiales presentes en el subsuelo; considerando un modelo horizontalmente estratificado (Figura 3c).

### 1.1. Zona de estudio

El solar de estudio se encuentra en el punto de coordenadas geográficas  $18^{\circ}27'54.0''N$   $69^{\circ}59'41.9''W$ . Este solar tiene un área aproximada  $12,000 \text{ m}^2$  y se encuentra ubicado en la prolongación Avenida 27 de febrero #498, Santo Domingo Oeste (F274+X2R Hato Nuevo), República Dominicana. En cuanto a los límites del emplazamiento, el mismo limita al Norte con L&R Comercial, al Sur se encuentra la Avenida México, al Este limita con la prolongación 27 de febrero, y al Oeste se encuentra la Iglesia De Jesucristo De Los Santos De Los Últimos Días (Estaca Las Caobas).

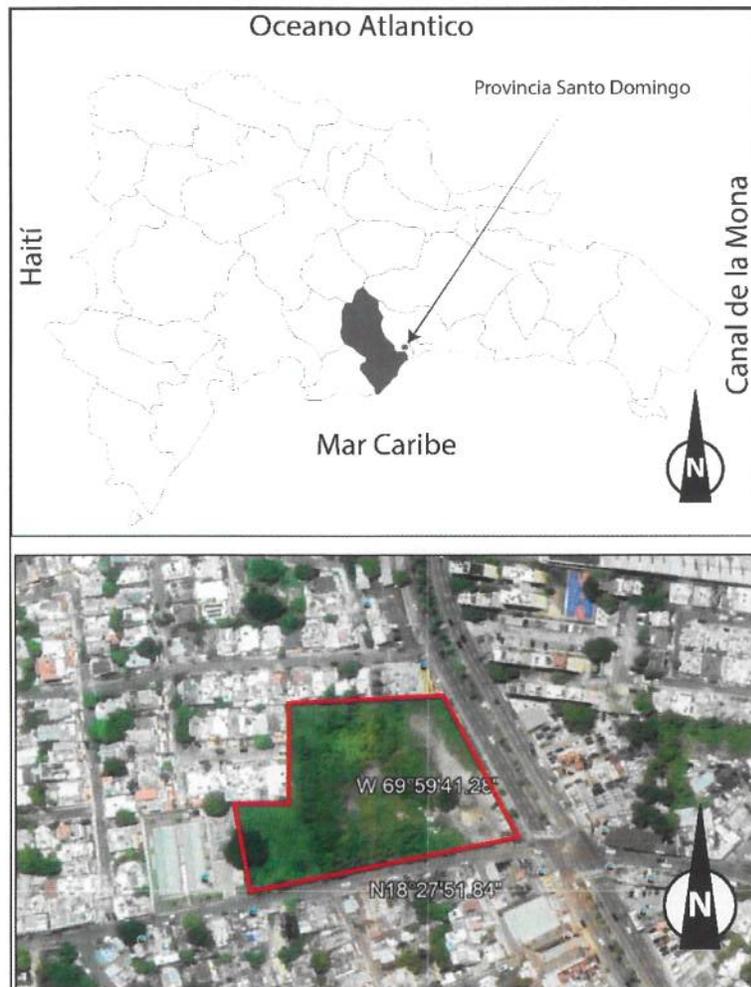


Figura 4. Ubicación de la zona de estudio

## 2. Metodología

La metodología que se ha seguido para la clasificación de sitio de la zona de estudio consistió, por un lado, en una etapa de campo donde se llevó a cabo un perfil sísmico sobre la zona de estudio y, por otro, una etapa de gabinete que ha consistido en el procesado de la información recogida sobre el terreno y su interpretación.

En la etapa de campo los arreglos que se han desplegados han seguido los siguientes criterios:

- Número adecuado de arreglos de forma que los resultados sean representativos de la zona de estudio.
- Orientaciones más idóneas con el fin de que el área investigada cubran la totalidad de la superficie de la zona donde se pretende construir.

- Situación del perfil sobre aquellas zonas donde está previsto llevar a cabo otros estudios complementarios o muestreos (sondeos), de forma que se puedan contrastar resultados.

De acuerdo con Park (1995), es recomendable un amplio número de geófonos distribuidos, con el fin de poder identificar claramente en las curvas de dispersión los valores correspondientes al modo fundamental, evitando errores de picado con los valores pertenecientes a los modos superiores; y así obtener unos resultados fiables y libres de errores. Para la configuración de campo empleada en este estudio se utilizaron 9 geófonos de 4.5 Hz frecuencia natural (Figura 5).

Es recomendable que el espaciado de los geófonos ( $dx$ ), el cual se relaciona con la resolución del perfil de velocidades  $V_s$ , debe ser inferior al valor de la decimoava parte de la profundidad máxima de investigación. Para este estudio se adoptó una separación entre geófonos de 2 m.

$$dx \leq 0.1 Z_{max} \quad (1.8)$$

La longitud de propagación total ( $D$ ) de los receptores (distancia entre el primer geófono y el último) debe ser determinada en base a la siguiente condición.

$$D \geq Z_{max}. \quad (1.9)$$

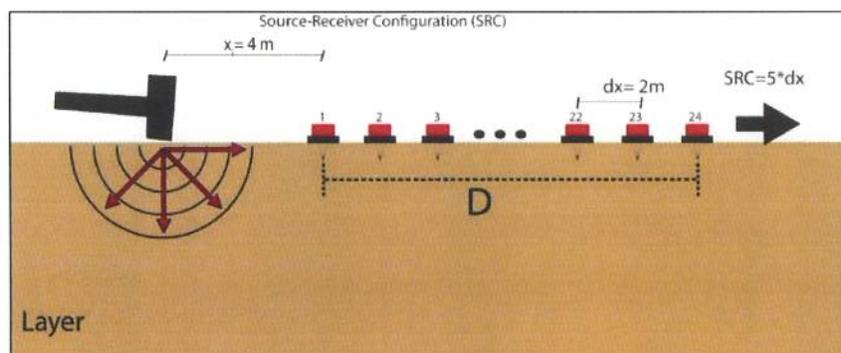


Figura 5. Configuración de medidas de campo adoptadas. Se presenta una separación entre la fuente de golpeo y el primer geófono de 4 m y una separación entre los geófonos de 2 m, cumpliendo así con los requisitos propuestos por Park (1995) y Stokoe II et al. (1994).

Para escoger la distancia entre la fuente de golpeo y el primer geófono ( $x$ ), mejor conocido como *Offset*, fue necesario tener en cuenta las recomendaciones ofrecidas por Stokoe II et al. (1994). De acuerdo con la experiencia de campo y con los diferentes

experimentos llevados a cabo con la utilización de varios *offset*, se optó por elegir una separación de 4 m. En este mismo sentido, Park et al. (1999) recomienda que la distancia que debe moverse la fuente y los geófonos (SRC) esté en el intervalo de  $1 * dx$  y  $12 * dx$ , en nuestro dispositivo se eligió  $2 * dx$ , debido nuevamente a las experimentaciones con diferentes *offset* llevadas a cabo y por las limitaciones ofrecidas por la zona de estudio en cuanto a espacio disponible para desplegar el arreglo.

Para la caracterización de la estructura del suelo se utilizó como fuente de golpeo no explosiva un martillo de 10 kg. El golpeo se repitió tres veces para una posterior combinación (*stacking*), con el objetivo de reducir los efectos de las vibraciones ambientales. El tiempo de registro utilizado fue de 1968 ms (aprox. 2 segundos) el cual es tiempo suficiente para registrar el paso de la onda desde el primer geófono hasta el último, el tiempo de muestreo fue 0.1 ms.

La etapa de gabinete ha consistido en el preprocesado de las medidas almacenadas en ficheros (datos sísmicos). Tanto la configuración de la secuencia sísmica empleada, como la captación de las ondas superficiales se realizó con un sismógrafo DoReMi de la casa SARA Instruments (Italia) (Figura 6), el cual tiene la particularidad de estar conectado a un ordenador portátil permitiendo así la visualización en tiempo real de los sismogramas y poder decidir la repetición de los disparos si los registros no son adecuados.



Figura 6. Sismógrafo DoReMi de la casa SARA Instrument

Los registros obtenidos con el sismógrafo se importaron al programa SurfSeis, el cual permitió que, mediante el proceso de dispersión, definido anteriormente, se obtuviera la curva de dispersión para el modo fundamental o modos superiores, en caso de presentarse estos últimos, para cada punto de disparo. Una vez obtenidas todas las curvas de dispersión pertenecientes a un mismo perfil MASW, estas se someten de forma individual al proceso matemático de inversión con el fin de obtener los perfiles de Vs en

dos dimensiones (2D), con los cuales fue posible calcular el valor de velocidad de ondas S para los primeros 30 metros de profundidad (Vs30) mediante la siguiente expresión:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (1.10)$$

Donde  $h_i$  representa la potencia del estrato,  $V_i$  la velocidad en cada uno de los niveles y N es el número de estratos considerado en los 30 primeros metros.

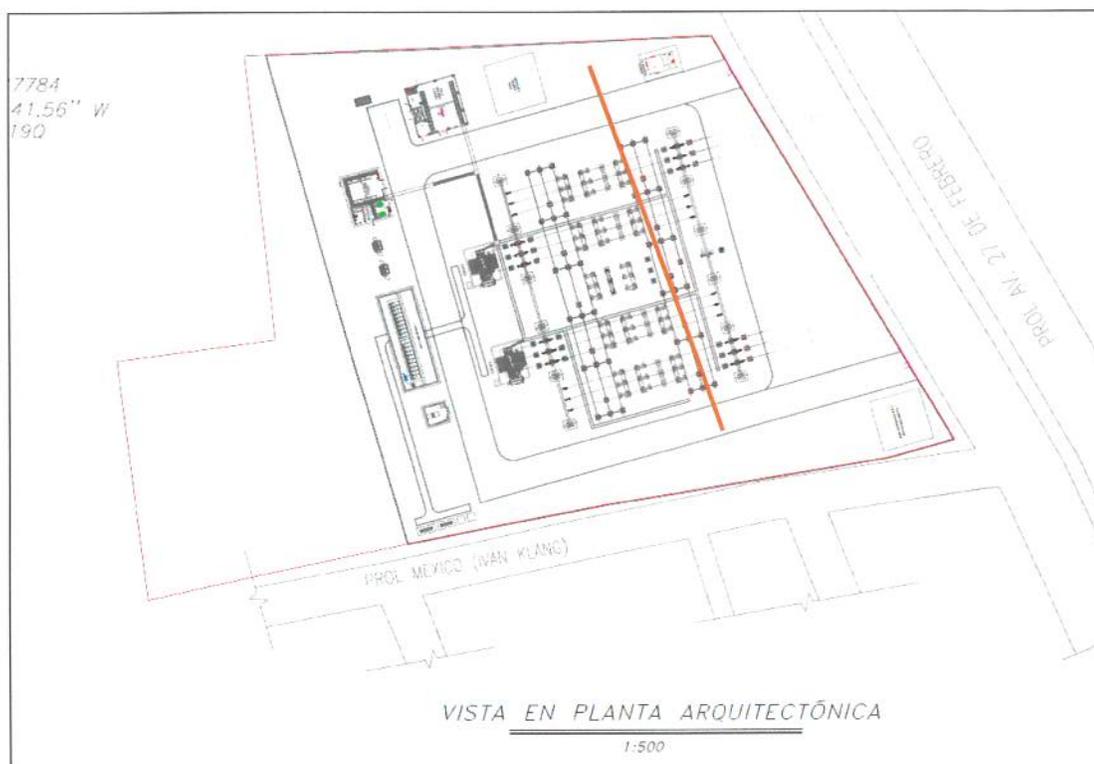
Con los valores de Vs30 fue posible clasificar los suelos de acuerdo con los rangos propuesto por el Reglamento para el análisis y el diseño sísmico de estructuras (R001, 2011), considerando los tipos de suelos A, B, C, D y E, y sin tener en cuenta los tipos S1 y S2, debido a la ausencia en la zona de estudio de las condiciones especiales en las que estos tipos de suelos se presentan (Tabla 1).

**Tabla 1. Clasificación de sitio de acuerdo con R001 (2011)**

Clasificación De sitio	Designación	Vs30 (m/s)
A	Roca fuerte	>1500
B	Roca	760-1500
C	Suelo muy denso O roca blanda	360-760
D	Suelo rígido	180-360
E	Suelo blando	<180

### 3. Resultados

En la Figura siguiente, se señala la situación del perfil sísmicos llevado a cabo sobre la zona de estudio.



**Figura 7. Ubicación del perfil sísmico en la zona de estudio: (i) indica el inicio del perfil y (f) se refiere al final del perfil.**

### **3.1. Descripción del perfil en la zona de estudio**

#### **Perfil 1 (M1)**

Este perfil estuvo formado por 24 geófonos con una separación entre geófonos de 2 metros. En la fotografía se observa el perfil 1 visualizándolo desde el geófono 1 hacia el geófono 24, donde se encuentra el sistema de medida y registro de datos.



**Figura 8. Perfil 1 visualizándolo desde el geófono 1 hacia el geófono 24, donde se encuentra el sistema de medida y registro de datos.**

En la siguiente figura se presentan las trazas sísmicas de cada uno de los geófonos. En esta figura se identifican un total de 24 trazas correspondiente a los 24 geófonos utilizados en el arreglo, un tiempo de adquisición de 4 segundos, un periodo de muestreo de un 1 msec y una separación entre geófonos de 2 metros.

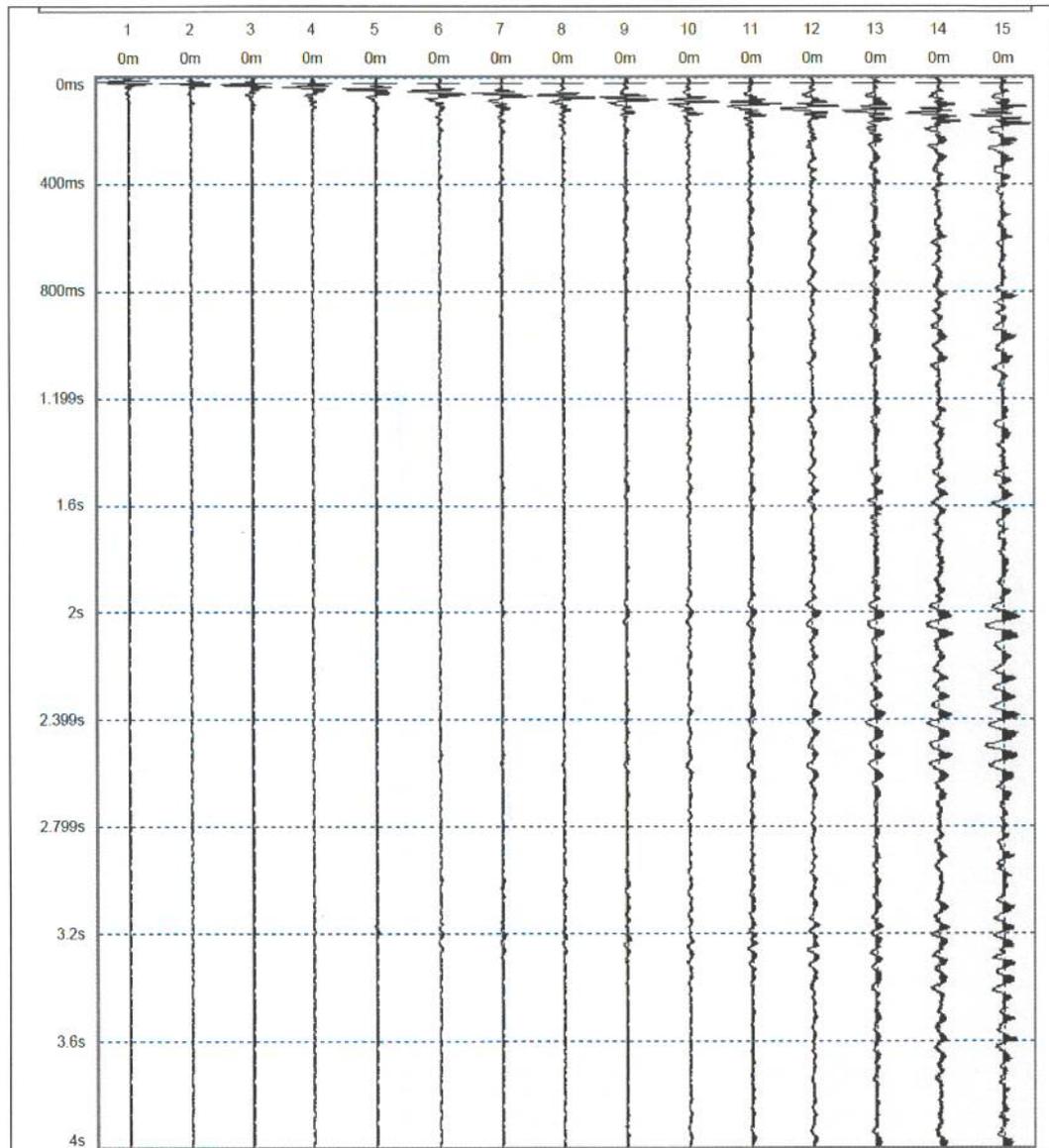
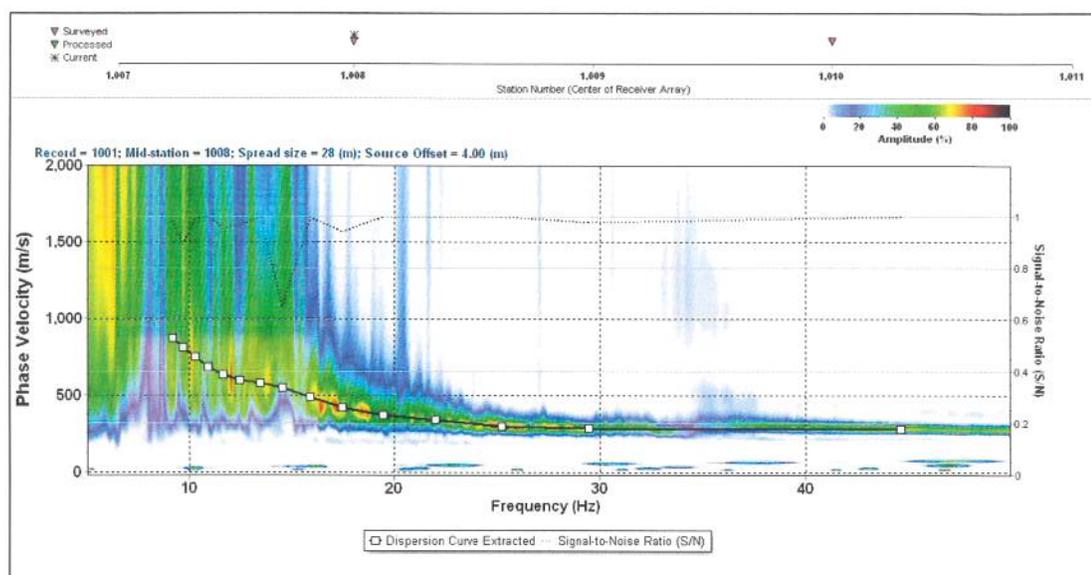


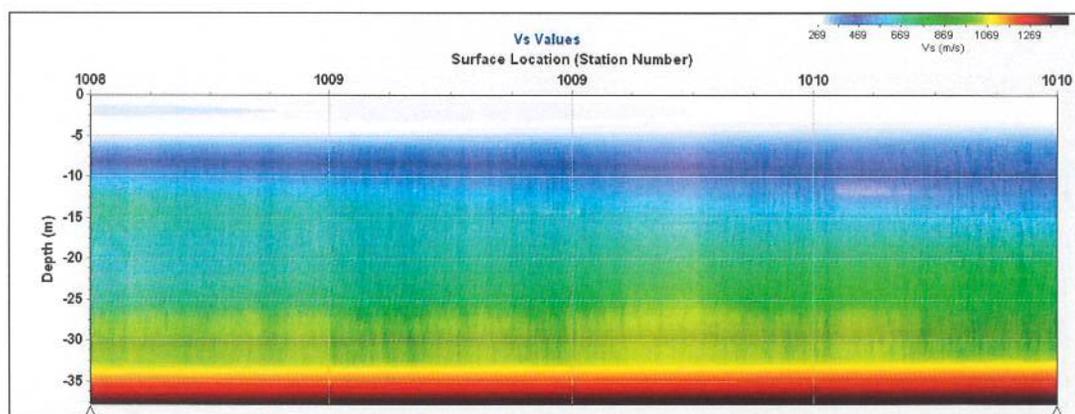
Figura 9. Registro de las ondas superficiales del perfil 1.

A estas trazas sísmicas les fue aplicada la transformada de Fourier con el fin de identificar la curva de dispersión (Figura 10). Dicha curva de dispersión fue sometida a un proceso de inversión matemática con el objetivo de determinar los perfiles de Vs del suelo.



**Figura 10. Picado de la curva de dispersión**

Como resultado se obtuvo un perfil 2D de velocidad de corte del terreno con una profundidad superior a los 30 metros (Figura 11). Este modelo presenta una distribución heterogénea de valores de velocidad de corte, en la que destacan valores de  $V_s$  comprendidos entre 269 y 370 m/s para los primeros 5 metros de profundidad. Entre 10 y 15 m de profundidad el valor de velocidad  $V_s$  del terreno presenta valores comprendidos entre 370 y 500 m/s, y para profundidades superiores a los 15 metros los valores de  $V_s$  alcanzan valores por encima de 800 m/s.



**Figura 11. Perfil 2D de velocidad de corte vs profundidad**

El valor de  $V_{s30}$  del perfil de velocidad obtenido en la zona de estudio correspondiente al perfil 1 se encuentra en un rango de velocidad entre 506.1 m/s y 506.9 m/s, estos valores están comprendido entre 360 y 760 m/s (Figura 12), lo que corresponde a un tipo de suelo C (Suelo muy denso) (R001, 2011).

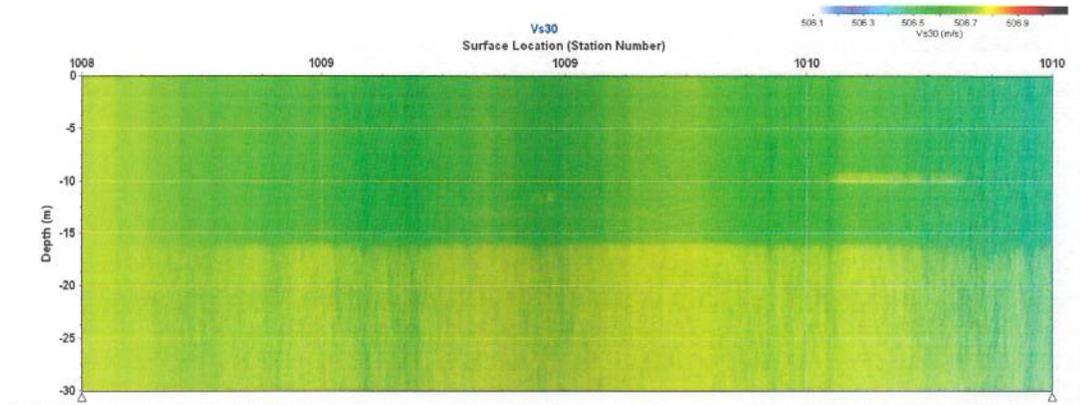


Figura 12. Valores de velocidad Vs30 del suelo del perfil 1

#### 4. Conclusiones

La clasificación sísmica del suelo, en donde se va a construir el proyecto SubEstacion Engombe-Managuayabo ofreció valores de Vs30 comprendidos en un rango entre 360 y 760 m/s (Tabla 1). Debido a que los resultados ofrecidos por los modelos sísmicos 1D y el perfil 2D mantiene consistencia en cuanto a los resultados, **se determina que la clasificación sísmica de sitio para la zona de estudio es un tipo de suelo C (suelo muy denso o roca blanda)** (R001, 2011).

De acuerdo con la NEHRP (2001) estos suelos están formados por granos grueso muy densos o suelos de granos fino muy consistentes con espesores que superan los 30 m de profundidad, además se caracterizan por un mejoramiento gradual de las propiedades mecánicas a según el aumento de la profundidad.

# **ANEXO V. Estudio de Resistividad Eléctrica**

# **Estudio del subsuelo mediante el método de tomografía eléctrica en el Proyecto Subestación Engombe-Manogwayabo**

**Proyecto Subestación Engombe-Manoguayabo**  
**República Dominicana**  
**11 de noviembre de 2022**

**Estudio del subsuelo mediante el método de Tomografía Eléctrica**

**1. Introducción**

Se ha realizado, por encargo de EDESUR Dominicana, una campaña de prospección geofísica del subsuelo mediante perfiles de tomografía eléctrica en donde se construirá el Proyecto Subestación Engombe-Manoguayabo

**2. Objetivos**

El propósito del presente trabajo consistirá en analizar las características del subsuelo desde el punto de vista geoelectrico para llegar a definir los contactos entre los diferentes materiales, así como poder caracterizar, los sectores de presencia de los depósitos de finos y las posibles cavernas.

Para alcanzar estos objetivos se ha realizado una prospección del subsuelo mediante una campaña de perfiles de tomografía eléctrica.

La información que se presenta en este informe comprende la descripción de los trabajos realizados, la explicación de la metodología desarrollada y la valoración de los principales resultados que se han obtenido.

**3. Metodología de Trabajo**

**3.1 Descripción teórica del método**

Se describe a continuación el método empleado de tomografía eléctrica. Consideraciones Teóricas de la Prospección Geoelectrica

El trabajo que se detalla en este informe se ha llevado a cabo mediante tomografía eléctrica. Este método analiza los materiales del subsuelo en función de su comportamiento eléctrico, es decir, diferenciador de los mismos en función de su valor de resistividad.

La naturaleza y composición de los suelos, la textura más o menos alterada o porosa unida al contenido de agua son factores que van a condicionar la existencia de una mayor o menor concentración de iones. Una mayor movilidad de estos iones tiene como consecuencia una mayor conductividad o, lo que es lo mismo, una menor resistividad.

La resistividad de los suelos depende, fundamentalmente, de cuatro factores:

1. De la proporción de volumen de poros frente a volumen total de los suelos. A mayor volumen de poros (porosidad) puede esperarse una menor resistividad, siempre y cuando la porosidad tenga un relleno (agua, arcilla, etc.). Si no es así (caso de cuevas o galerías con aire), la resistividad debería ser anormalmente alta dado el carácter dieléctrico del aire.
2. De la disposición geométrica de dichos poros (denominado factor de formación). A mayor conexión de poros, si están rellenos de agua, implica una menor resistividad ya que la movilidad de fluidos y de iones es más fácil. Si tienen una morfología poco alargada o su disposición condiciona que estén desconectados, la resistividad será, por el contrario, mayor.
3. De la proporción de poros rellenos de agua frente a poros secos. A mayor proporción de poros rellenos de agua, la resistividad va a ser menor pues el agua permite una mayor circulación de la corriente eléctrica que el aire, que es un dieléctrico.
4. De la resistividad o conductividad de dicha agua. A mayor conductividad del agua, menor será la resistividad de la formación que la contiene.

Los diferentes factores que afectan a la resistividad de un suelo se agrupan en la siguiente fórmula de Heiland:

$$\rho = \frac{F}{V} * \rho_w \quad (1.1)$$

donde,

$\rho$  es la resistividad del suelo impregnada.

$\rho_w$  es la resistividad del agua contenida en el suelo.

$V$  es el volumen relativo de huecos (factor de porosidad) que depende de la textura del suelo; es cero en roca compacta y aumenta con la porosidad.

$F$  factor de formación, que depende de la forma y distribución de los poros.

A esta fórmula habría que añadir un factor de saturación ( $F_s$ ) que depende de la proporción en que los poros del suelo están rellenos de agua. Esto transformaría la fórmula anterior en la siguiente:

$$\rho = \frac{F}{V} * \rho_w * \frac{1}{F_s} \quad (1.2)$$

En la zona de saturación, por debajo del nivel freático, el  $F_s$  es 1 ya que todos los poros están completamente llenos de agua. En este caso, ambas fórmulas son iguales. Por encima de este nivel, el  $F_s$  va a depender de la capacidad del suelo de almacenar agua. Por ejemplo, para las gravas y arenas gruesas es desde 0.01 hasta 0.40 y para rocas capaces de almacenar agua por capilaridad (arcillas), hasta 0.60. El caso extremo es el desierto en una época calurosa, donde  $F_s$  vale 0, lo que obliga, en el caso de la prospección eléctrica, a clavar los electrodos en el terreno hasta encontrar un nivel con un grado mínimo de humedad capaz de garantizar el paso de la corriente. Esta actividad se puede complementar con otras actuaciones capaces de mejorar la unión eléctrica con el terreno, como, por ejemplo, el vertido de agua, a ser posible salada, junto a los electrodos, o la colocación de 2 ó 3 electrodos de corriente en cada punto de medición, etc.

Estos aspectos teóricos son los que dan la pauta de comportamiento a los diferentes materiales. La ejecución de una campaña de prospección geoelectrica mediante tomografía permitirá la determinación de diferentes valores de resistividad que, por atribución, permitirá identificar unidades litológicas de distinta naturaleza (arcillas, margas, gravas, etc.), aspectos estructurales (fallas, pliegues) y geomorfológicos (cuevas y rellenos), etc.

Finalmente, la Tomografía eléctrica consiste en la implantación de numerosos electrodos a lo largo de un perfil, con una separación determinada. Todos los electrodos se conectan al equipo de medida y, mediante un programa secuencial específico para cada trabajo, el equipo ordena a cada electrodo si debe o no emitir o si debe o no recibir corriente en cada momento. Es decir, se programan cuáles deben ser los cuadripolos que funcionen en cada momento y con qué disposición.

El resultado final es una sección del terreno en la que se representan los valores de resistividad con distintos colores para que se pueda apreciar mejor la evolución y las variaciones de este parámetro y, consecuentemente, hacer mejor las interpretaciones.

#### **4. Trabajo realizado**

Se ha realizado el estudio distribuyendo los perfiles de tomografía eléctrica de la manera más regular posible con el fin de cubrir la zona de estudio de la forma más

completa, siempre situando los mismos de acuerdo con la ubicación de los transformadores de la Subestación.

La distribución de los perfiles se puede observar en la figura siguiente. Se ha realizado un total de tres perfiles.



**Figura 1. Perfiles de Resistividad eléctrica llevados a cabo en la zona de estudio**

## 5. Características de los perfiles

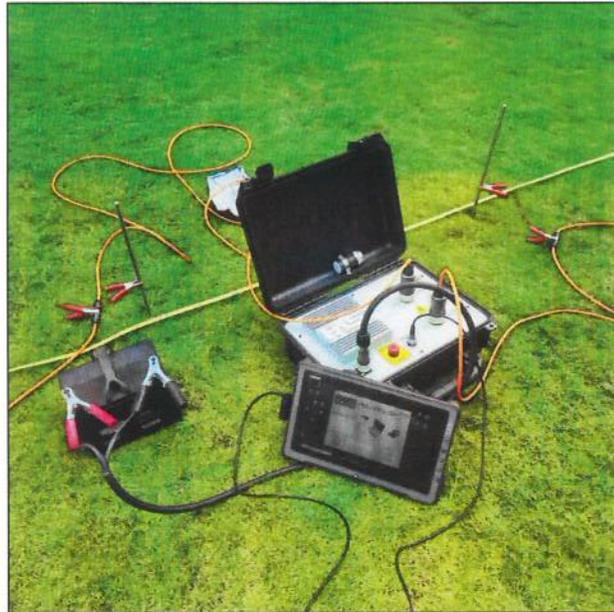
Los perfiles tienen las siguientes características:

### Perfil 1 (M1)

- Longitud: 32 m
- Separación entre electrodos: 1 m
- Número de electrodos por perfil: 32
- Número de cuadripolos de medida por perfil: 104
- Profundidad máxima de investigación: 8 m
- Dispositivo de medida: Schlumberger-Wenner

Se ha empleado un equipo con las siguientes características:

- Equipo empleado: PASI POLARES
- Fabricante: PASIS SRL (Italia)
- Programa de procesado: ELECTRE II
- Subprogramas: PASI y Res2dinv.



**Figura 2. Equipo de resistividad Eléctrica PASI POLARES de la casa italiana PASI**

## **6. Resultados**

### **6.1 Datos sobre los resultados**

En los perfiles de tomografía eléctrica, se puede ver una distribución de colores que reflejan los distintos valores de resistividad de las formaciones analizadas. Sobre los valores de resistividad medidos se ha realizado una serie de procesos:

**Filtrado:** Los valores que presentaban un cierto error o unos valores excesivamente bajos (cerca de 1 ohm x m) excesivamente altos (superiores a 5.000 ohm x m) se han filtrado para que el posterior procesado no se vea afectado por esos valores extremos.

**Unificación:** Los valores de resistividad son específicos de cada perfil. Por ello, para que sea comparable la observación de los colores (resistividades) entre los distintos perfiles, se suelen unificar los valores de resistividad para que los perfiles presenten la

misma regleta de equivalencias entre colores y valores de resistividad. En el caso de este trabajo no se ha realizado dicha unificación para poder ver mejor los cambios dentro de materiales con una conductividad tan importante.

**Litologías:** Los distintos colores se han atribuido a diferentes litologías:

- Colores azules y verdosos suelen corresponder a los materiales más conductores (rellenos)
- Los colores amarillos, naranjas, rojos y morados para los materiales más resistivos (sustrato rocoso).

**Contactos:** Los contactos se establecen ligeramente por debajo de la zona de inflexión, entre los valores más altos y bajos ya que es la profundidad que este tipo de prospección marca los cambios de resistividad y, consecuentemente, de litologías.

## **6.2 Descripción de perfiles**

Se presentan a continuación los resultados más destacados de los perfiles de forma individual.

### PERFIL 1

**Características del emplazamiento:** La dirección del perfil es W-E. Está formado por 32 electrodos separados 1 metro entre sí.



**Figura 3. Fotografía del Perfil Geoeléctrico 1 (M1)**

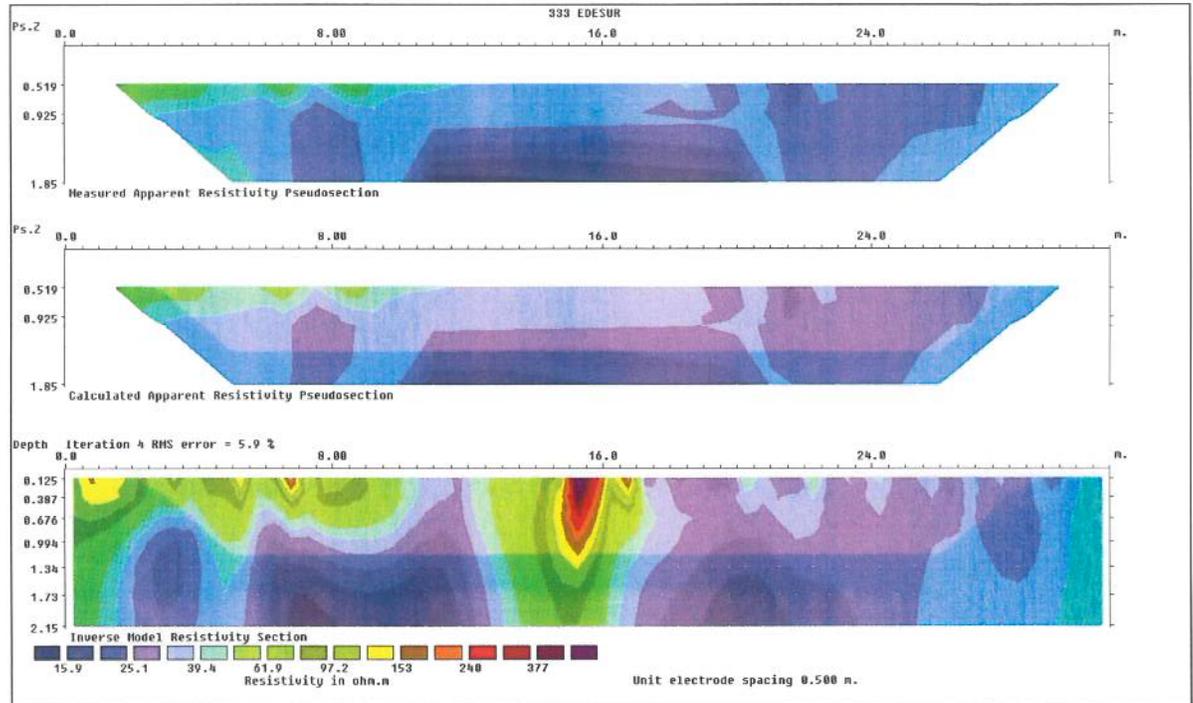
**Características del subsuelo:** Los materiales analizados en este perfil presentan una tendencia relativamente horizontal. Los materiales se encuentran agrupados en dos unidades principales cuyas características son las siguientes:

- **Unidad conductora:** Se presenta en todo el perfil diferenciada en dos conjuntos: Arena limosa con MO y Arena limosa. Estos materiales de relleno son de diferente naturaleza en base a los datos de la resistividad, pero en todo caso corresponden a una matriz arenosa.

**Arena limosa:** Es el más antiguo. Se dispone en contacto directo con la unidad resistiva basal. Son materiales muy conductores, con resistividades mayores 60 ohm x m.

**Arena limosa con MO:** Es el más moderno. Se dispone en contacto directo sobre los materiales conductores que forman el denominado Arena limosa. Son materiales conductores, con resistividades entre 15 y 39 ohm x m. Los espesores de este conjunto

son algo superiores a los 1 m. Los valores de resistividad ligeramente más altos podrían indicar que es un relleno algo más cementado.



**Figura 4. Perfil Geoeléctrico 1 (M1)**

Características del subsuelo: Los materiales analizados en este perfil presentan una tendencia relativamente horizontal. Los materiales se encuentran agrupados en dos unidades principales cuyas características son las siguientes:

## 7. Conclusiones y recomendaciones

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos e interpretados, se presentan a continuación las principales conclusiones:

- El método geofísico empleado ha permitido conocer las características del terreno de manera rápida y no destructiva. Los datos medidos son de buena calidad ya que se ha controlado con el equipo el porcentaje de error de las medidas habiéndose mantenido un

porcentaje de error de medición menor del 6%, siendo en la mayoría de los casos próximo al 0%.

- Desde el punto de vista geológico, se han identificado, por encima de la unidad que forma el sustrato rocoso, unos materiales de relleno que son las arenas limosas con algo de materia orgánica. Se trata de materiales muy conductores cuyos espesores varían mucho en función del relieve existente antes de la sedimentación de los rellenos. Las potencias, por tanto, oscilan entre 6 y 8 metros.

- En esta unidad de relleno que forman las arenas limosas se han diferenciado dos conjuntos, denominados arenas limosas con MO y arenas limosas (SM). El conjunto denominado SM es el más antiguo. Son materiales muy conductores, con resistividades menores de 65 ohm x m. El conjunto denominado arenas limosas con MO es el más moderno. Se dispone en contacto directo sobre los materiales conductores que forman el denominado arenas limosas. Es menos potente y tiene una representación menor en extensión.

# **ANEXO VI. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN**

## Análisis del potencial de licuefacción Subestación Engombe-Manogwayabo

### 1. Metodología para la evaluación de licuefacción mediante la Velocidad de Onda S

Para obtener la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) siempre es deseable incluir algunas operaciones de perforación y muestreo en cualquier determinación de campo de valores de velocidad de onda de corte. Al igual que con los métodos SPT y CPT, es necesario normalizar la velocidad medida de la onda cortante a una presión de sobrecarga efectiva de referencia si se va a usar una única curva de potencial de licuefacción. Esta metodología se basa en la propuesta por Stokoe et al. (2000). Robertson et al (1992) propuso un procedimiento para evaluar el potencial de licuefacción basado en el esfuerzo utilizando datos de campo principalmente del terremoto de Imperial Valley, California. La siguiente ecuación se utiliza para este propósito:

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma_{vo'}} \right)^{0.25}$$

**Donde:**

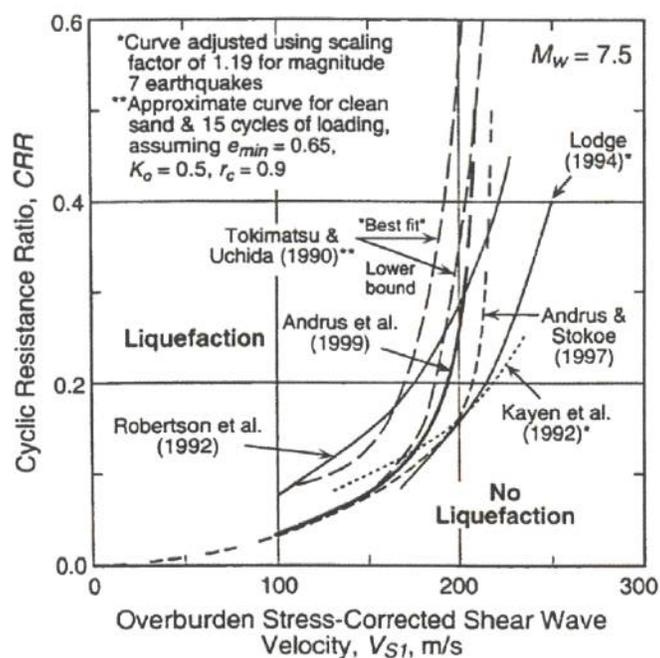
$V_{s1}$ : Velocidad de la onda de cizallamiento corregida por el esfuerzo de sobrecarga.

$P_a$ : presión atmosférica (aproximadamente 1 tsf o 101 kPa en unidades inglesas o SI).

$V_s$ : Velocidad de onda de corte.

$\sigma_{vo'}$ : Presión efectiva

Se comparan siete curvas que relacionan la relación de resistencia cíclica con la velocidad de onda de corte desarrollada usando datos para diferentes suelos y diferentes terremotos en la figura 1.



**Figura 1. Comparación de siete relaciones entre la resistencia a la licuefacción y Vs1 para suelos (Andrus y Stokoe,200)**

De acuerdo con las recomendaciones de Andrus et al. (1999), las curvas de la figura 1. puede expresarse en forma de ecuación por:

$$CRR = 0.03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0.9 \left( \frac{1}{V^*_{S1} - V_{S1}} - \frac{1}{V^*_{S1}} \right)$$

**Donde:**

CRR: relación de resistencia cíclica.

$V_{S1}$ : velocidad de la onda de cizallamiento corregida por el esfuerzo de sobrecarga.

$V^*_{S1}$ : valor límite superior para  $V_{S1}$  para el tipo de suelo relevante.

El valor límite superior de  $V_{S1}$  para el tipo de suelo relevante, viene dado por el contenido de finos se indica en la figura 12; es decir, 200 m/s para suelos con un contenido de finos de 35% o más, a 220 m/s para suelos de 5% de finos o menos. Los puntos del Gráfico 2 se obtuvieron a partir de los datos del historial para magnitud 5.9 a 8.3 terremotos (ajustado para corresponder a magnitud 7.5).



Para el cálculo del factor de reducción de tensiones según Kayen et al. 1992 para cualquier profundidad:

$$r_d = 1 - 0.012 Z$$

Donde:

rd: Reductor de tensiones.

Z: Espesor del estrato.

Para una magnitud de terremoto de 7.5, se debe multiplicar un Factor de Escalamiento Magnitud en CRR para ajustar su valor para las magnitudes de terremoto objetivo de acuerdo con Idriss & Boulanger (2008):

$$MSF = 6.9 \exp^{(-M/4)} - 0.058 < 1.8$$

Donde:

M: Magnitud del terremoto

Finalmente, la susceptibilidad de los suelos a experimentar licuación se expresa generalmente en términos de un factor de seguridad que represente la posibilidad de que se produzca licuación, o no:

$$Fs = \frac{CRR_M}{CSR_M}$$

Por otra parte, se ha determinado el índice del potencial de licuefacción (LPI), que está dado por la siguiente ecuación:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) + W(z) dz$$

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

for  $F_L \geq 1$   $F(z) = 0$

for  $F_L < 1$   $F(z) = 1 - F_L$

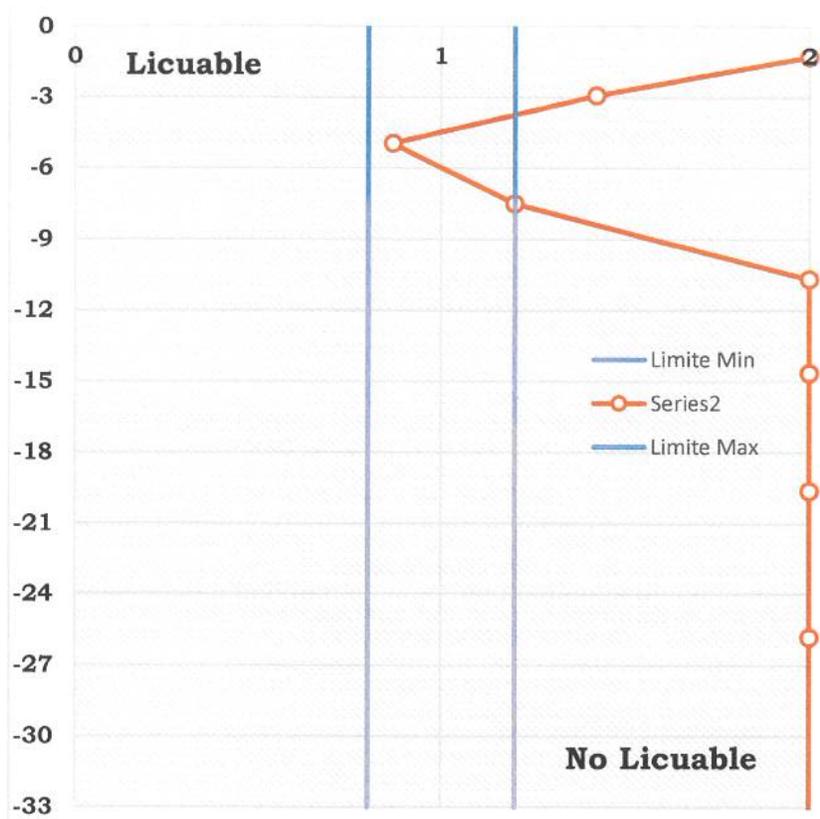
Liquefaction Potential Index (LPI)	Liquefaction Hazard
$LPI \leq 5$	Low Break
$5 < LPI \leq 15$	High
$LPI > 15$	Very High

**Resultados**

**Tabla 2. Evaluación del índice del potencial de licuefacción**

<b>Terremoto (Mw)</b>	7.5
<b>PGA</b>	0.3

Estratos	Prof.	Vs (m/s)	$\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Vs1 (m/s)	V*s1 (m/s)	CRR	rd	MFS	CSR	Fs	LPI
1	1.303	285.066	22.998	15.121	458.283	220	0.622	0.984	1.000	0.292	2.000	- 9.349
2	2.932	297.466	51.750	27.892	410.344	220	0.496	0.965	1.000	0.349	1.422	3.602
3	4.968	269.474	87.685	43.854	331.967	220	0.318	0.940	1.000	0.367	0.869	0.987
4	7.513	345.88	132.604	63.807	387.962	220	0.442	0.910	1.000	0.369	1.199	1.244
5	10.694	513.609	188.749	88.746	530.488	220	0.837	0.872	1.000	0.361	2.000	4.653
6	14.67	666.071	258.926	119.918	638.087	220	1.215	0.824	1.000	0.347	2.000	2.665
7	19.64	660.512	346.646	158.883	589.783	220	1.037	0.764	1.000	0.325	2.000	0.180
8	25.853	654.007	456.305	207.593	546.210	220	0.888	0.690	1.000	0.296	2.000	2.927
9	33.619	820.794	593.375	268.478	642.817	220	1.233	0.597	1.000	0.257	2.000	6.810
10	42.024	1402.15	741.724	334.373	1039.480	220	3.236	0.496	1.000	0.214	2.000	11.012



### Conclusiones

La clasificación sísmica del suelo en términos de velocidad de ondas S de la zona de estudio ofreció valores de Vs30 por encima de 360 m/s.

Los resultados muestran que el suelo estudiado es susceptible de presentar licuefacción entre 3 y 6 metros si llegará a presentarse nivel freático superficial productos de las escorrentías, además se presenta un factor de seguridad comprendido entre 0 y 0.70. Además, para la misma profundidad se ha identificado el índice del potencial de licuefacción, los cuales se encuentran en el rango de índice de potencial de licuefacción muy bajo ( $0 \leq LPI \leq 5$ ).

# **ANEXO VII. JUSTIFICACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA MEJORAMIENTO**

U.S. Department of Transportation  
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-00-043

NHI Course No. 132042

---

**MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND  
REINFORCED SOIL SLOPES  
DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES**

**Referencia 1. FHWA.-**

El material de relleno en la zona de refuerzo debe cumplir con la especificación siguiente:

Tamiz No.	Porcentaje Que Pasa %
2-1/2"	100
No. 40	0 - 60
No. 200	0 - 15*

\*Índice de Plasticidad debe ser menor a 10 y Límite Líquido debe ser menor a 20

Dicha especificación exige que el suelo cumplirá con una clasificación como suelo no plástico o de baja plasticidad, además de tener buen drenaje y estar libre de materiales orgánicos y de compuestos químicos que disminuyan el desempeño de la malla.

En tal sentido, si asumiéramos un suelo que dentro del rango establecido tenga la clasificación granulométrica más desfavorable, éste sería uno que posea una matriz de suelo con el mayor contenido de suelo fino "15%" y que tenga las condiciones extremas del Índice de plasticidad y límite líquido de 10 y 20 respectivamente.

En base a esta hipótesis, una posible clasificación, para el prediseño; sería SC-CL ó SM-LM. Considerando esta clasificación, y la necesaria condición de compactación mínima, que sería una compacidad relativa mayor de 70%, para llegar así a una condición densa o una denominación compacta in situ, como lo especifican las Referencias 2 y 3, respectivamente:

**Tabla 2.1** Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.

Compacidad relativa (%)	Descripción de depósitos de suelo
0-15	Muy suelto
15-50	Suelto
50-70	Medio
70-85	Denso
85-100	Muy denso

Referencia 2. Braja Das, 2001, pag.23.

En la Tabla 3.3 se indican las denominaciones de los suelos granulares a partir de la compacidad relativa.

**Tabla 3.3** Denominación según la compacidad

Compacidad relativa (%)	Denominación
0-15	Muy suelta
15-35	Suelta
35-65	Media
65-85	Compacta
85-100	Muy compacta

Referencia 3. W. Lambe, 2004, pag.43.

Lo cual resulta una hipótesis razonable, si se tiene en cuenta que tomando como base los valores de las referencias 4 y 5 y la ecuación 2.20 del libro de B. Das, el nivel de compacidad para una clasificación granulométrica como tal, pudiera llegar a alcanzar un nivel de compacidad o densidad relativa de hasta un 83%.

**Tabla 2.2** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco para algunos suelos típicos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, $e$	Contenido natural de agua en estado saturado (%)	Peso específico seco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Arena suelta uniforme	0.8	30	14.5
Arena densa uniforme	0.45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	16
Arena limosa densa de grano angular	0.4	15	19
Arcilla firme	0.6	21	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	6-8
Tilita glacial	0.3	10	21

Referencia 4. Braja Das, 2001, pag.24.

**Tabla 3.2 Compacidades máxima y mínima de suelos granulares**

Descripción	Relación de vacíos		Porosidad (%)		Peso específico seco (ton/m <sup>3</sup> )	
	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$n_{\text{máx}}$	$n_{\text{mín}}$	$\gamma_{d\text{mín}}$	$\gamma_{d\text{máx}}$
Esféras uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0	—	—
Arena de Ottawa normalizada	0.80	0.50	44	33	1.47	1.76
Arena limpia uniforme	1.0	0.40	50	29	1.33	1.89
Limo inorgánico	1.1	0.40	52	29	1.28	1.89
Arena limosa	0.90	0.30	47	23	1.39	2.03
Arena fina a gruesa	0.95	0.20	49	17	1.36	2.21
Arena micécea	1.2	0.40	55	29	1.22	1.92
Arena limosa y grava	0.85	0.14	46	12	1.42	2.34

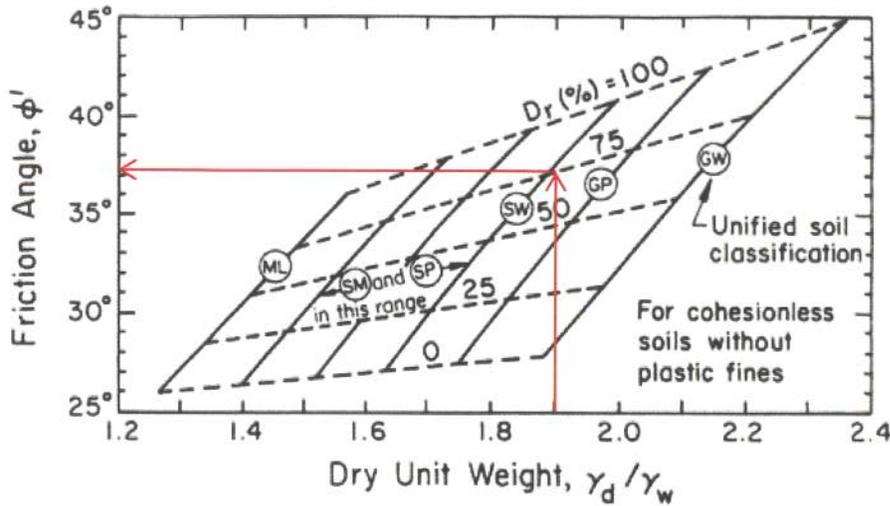
B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Referencia 5. W. Lambe, 2004, pag.43.

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad \text{Ec. 2.20; B. Das, 2001, pag.23.} \rightarrow C_r = D_r = \frac{0.9 - 0.4}{0.9 - 0.3} \times 100 = 83\%$$

A partir de estas presunciones, y tomando en cuenta los posibles pesos específicos secos de la tabla 2.2 de la referencia 4, para un suelo con la clasificación granulométrica asumida, con un nivel in situ de compactación denso, se tiene que en base a la referencia 6, el ángulo de fricción asociado a la relación de los pesos específicos, así como al tipo de suelo y su nivel de compactación; el ángulo de fricción efectivo sería  $\phi \geq 35^\circ$ .

$$\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$



Modified after U.S. Navy (1982), Kulhawy and Mayne (1990).

Referencia 6. Reporte FHWA0-IF-03-017, Titulo de la publicación GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, 2003, pag.33.

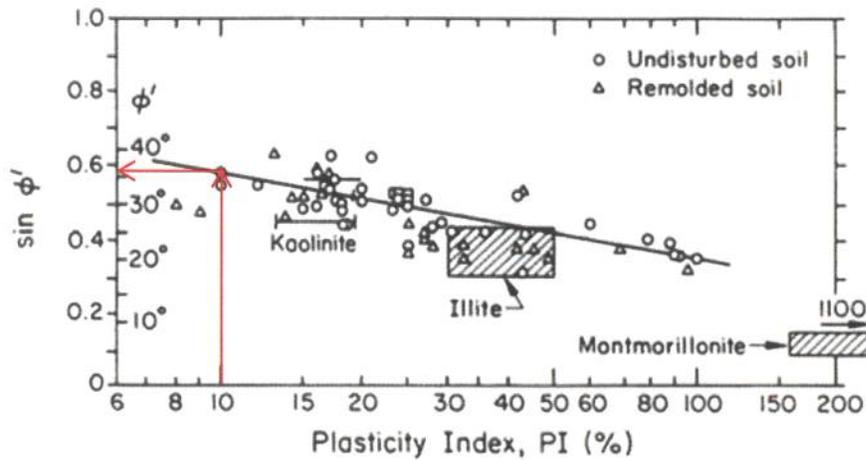
**Tabla 7.1** Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

Tipo de suelo	$\phi$ (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27–30
Media	30–35
<b>Densa</b>	<b>35–38</b>
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30–35
Media	35–40
Densa	40–45
<i>Grava con algo de arena</i>	34–48
Limos	26–35

Por otra parte, si también se considerara como caso más desfavorable, una forma no angulosa de los granos de la estructura principal de este relleno, con una nivel de compactación denso, según la referencia 7, el ángulo de fricción oscilaría entre 35 y 38 grados.

Si a su vez asumiéramos, que la falla del relleno pudiera desarrollarse en la matriz de suelos finos de su estructura, basados en la referencia 8, se evidencia que, para un Índice de plasticidad de 10, el ángulo de fricción alcanzaría los 35 grados.

Referencia 7. Braja Das, 2001, pag.24.



Source: Mitchell (1993), Kulhawy and Mayne (1990).

**Referencia 8. Reporte FHWA0-IF-03-017, Título de la publicación GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, 2003, pag.37.**

Esta clasificación y determinación cualitativa, son puramente con fines de justificación teórica de los parámetros de prediseño; en todo caso, una vez sea seleccionada la fuente del material de relleno a ser utilizado en el proceso constructivo del mejoramiento, BOZZETTO deberá verificar experimentalmente en laboratorio, si las propiedades geotécnicas del relleno, tales como: su clasificación SUCS, los parámetros de resistencia "Ángulo de fricción y cohesión", peso específico, y la capacidad de drenaje, al nivel de compactación asociado al Proctor modificado; alcanzan o superan los requerimientos de desempeño asumidos en las hipótesis de prediseño. Tales parámetros geotécnicos, experimentales, serán los considerados como definitivos para la realización del análisis y el diseño final.

Así mismo, BOZZETTO, verificará experimentalmente "in situ" el grado de compactación durante el proceso constructivo del relleno de mejoramiento, mediante control de compactación nuclear y/o no nuclear, necesario para el cumplimiento del proceso de inspección detallado en el literal B, acápite 2.2 del oficio DGRS/I-041-17.

## **ANEXO VIII. Reporte fotográfico Proyecto Subestación Engombe- Managuayabo**

## a. Sondeos

### Sondeo 1



## Sondeo 2



### Sondeo 3



# Sondeo 4



## Sondeo 5



## Sondeo 6



# Sondeo 7



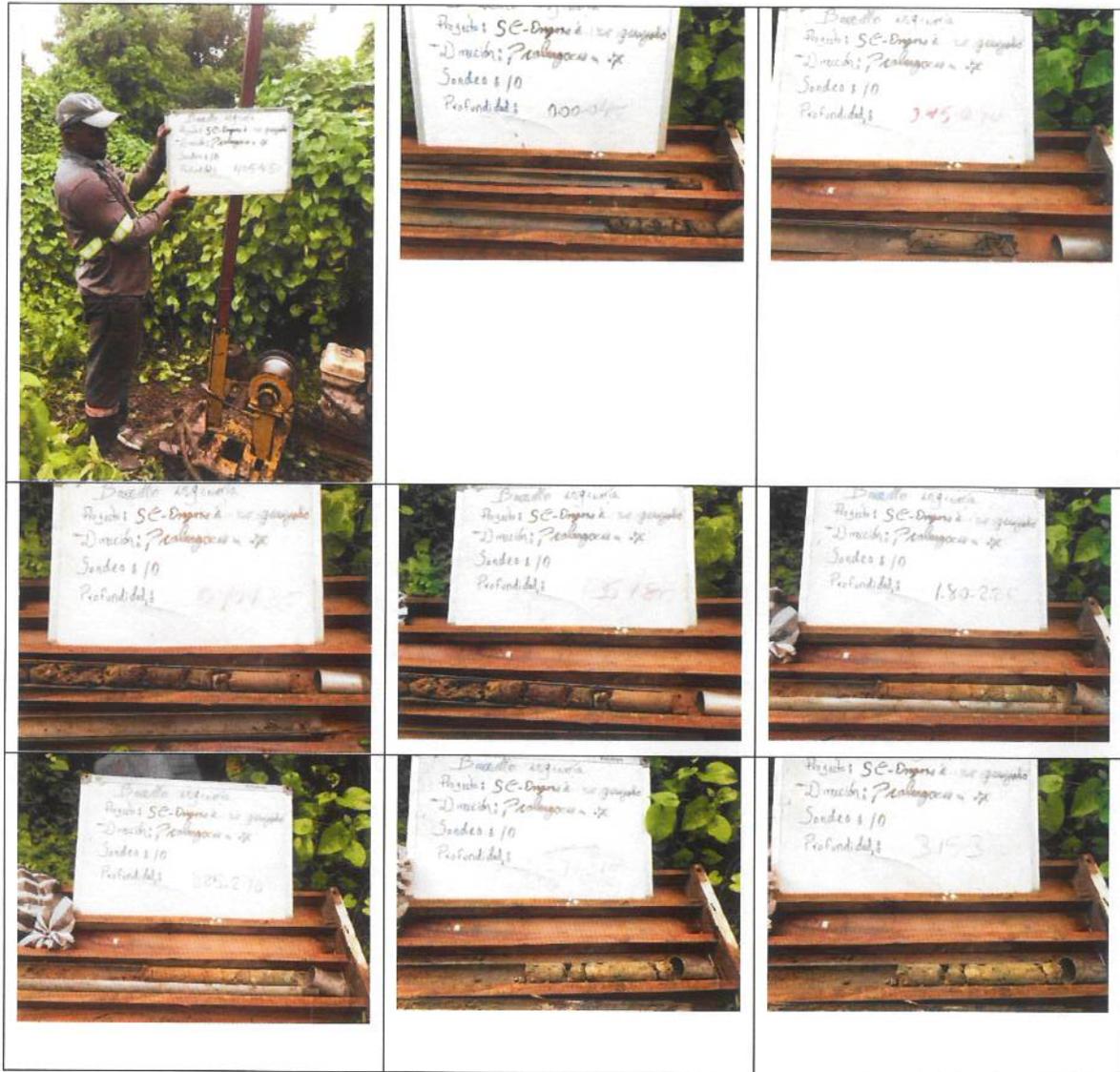
# Sondeo 8



# Sondeo 9



# Sondeo 10



## Sondeo 11

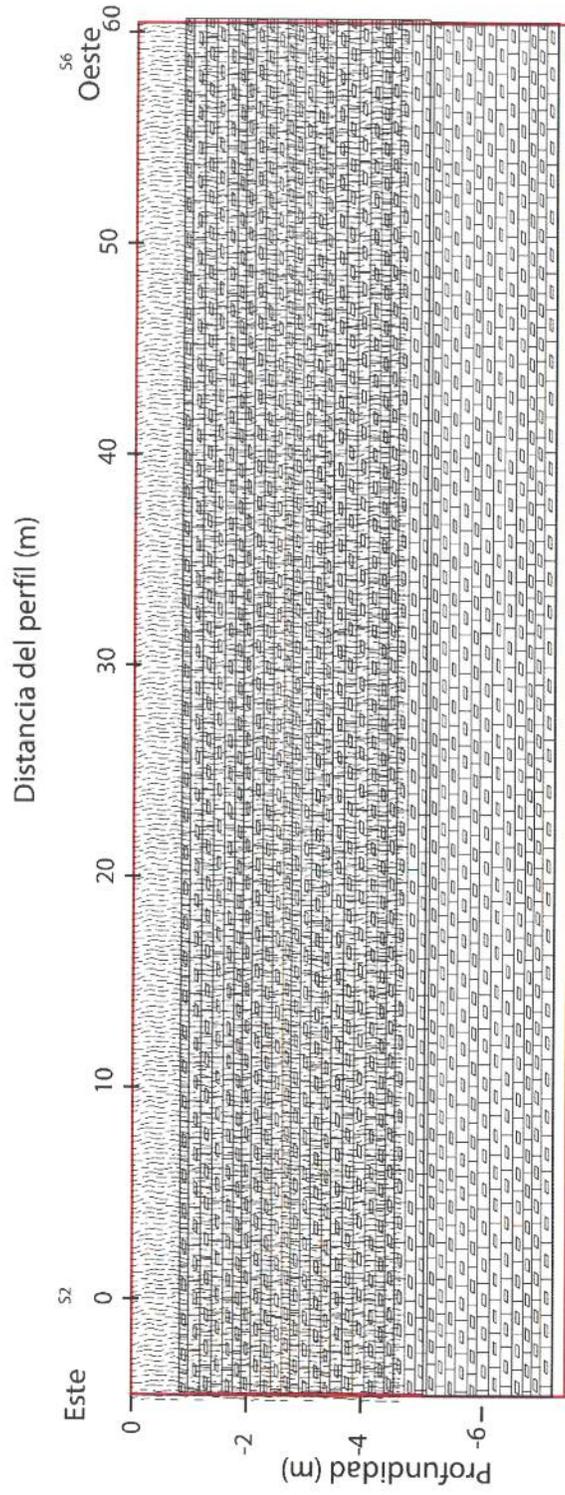


## Sondeo 12



**ANEXO IX. Perfiles  
Estratigráficos del Proyecto  
Engombe-Manogwayabo**





Proyecto SE Engombe-Manoguayabo

Perfil del suelo 1

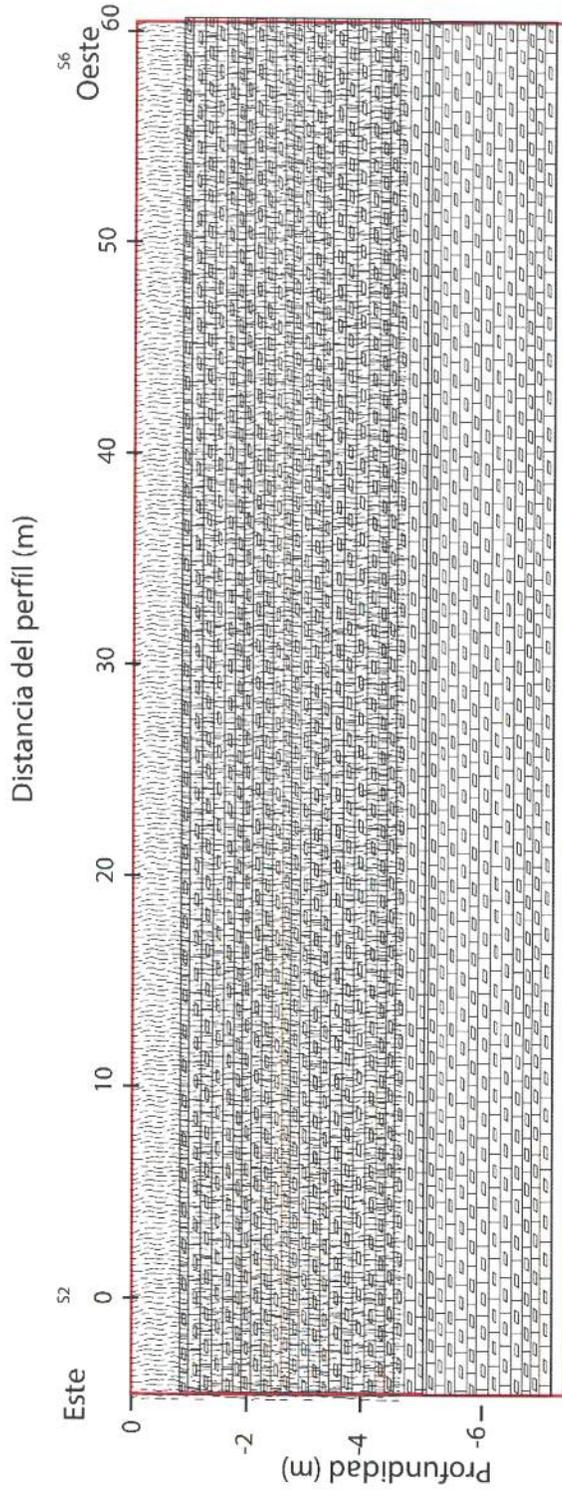
Fecha: 15/02/22

Dr. Jaruselsky Pérez-Cuevas

**Bozzetto**  
Asesoría e Ingeniería de Suelos

### Leyenda

-  Arena Limosa con MO
-  Arena Limosa
-  Grava Limosa



Proyecto SE Engombe-Manoguayabo	Perfil del suelo 2	Fecha: 15/02/22	Dr. Jaruselsky Pérez-Cuevas	
---------------------------------	--------------------	-----------------	-----------------------------	---

### Leyenda

-  Arenosa Limosa con MO
-  Arenosa Limosa
-  Grava Limosa

## **Referencias**

- ASTM D2938-95(2002), Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (Withdrawn 2005), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- IGME-BRGM-INYPSA (2010). Memoria Geological 6271-III. Programa de Cartografía Geotemática de la República Dominicana.
- Llanes, P., & Granja, J. (2011). Buscando la falla del terremoto de Haití. Retrieved from <https://www.agenciasinc.es/Noticias/Buscando-la-falla-del-terremoto-de-Haiti>
- NEHRP. (2001). "National Earthquake Hazards, Reduction Program (NEHRP)". *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Provisions and Part 2 – Commentary*, Reports No. FEMA-368 and FEMA-369, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- R001 (2011). Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras. Dirección General de Reglamentos y Sistemas (DGRS). Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, República Dominicana.
- R-024 (2006). "Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones". (Decreto No. 577-06). MOPC (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones)